



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONVENCIONAL DE LA
CIUDAD DE DOLORES-CARAZO”**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Arlett Janette Cruz Poveda

Br. Randall Evelio Espinoza Sandoval

Tutor

MSc. Ing. José Ángel Baltodano Maldonado.

Managua, noviembre 2018

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTO

En todos los buenos momentos y dificultades que hemos vivido para llegar hasta acá, nuestro Dios Jesucristo siempre nos ha llevado de su mano.

Agradecimiento especial a nuestros padres, por ser pilar fundamental de Crecimiento, Desarrollo y Sabiduría quienes nunca dudaron de nuestra capacidad, por su amor, confianza, motivación y apoyo incondicional y a nuestros Docentes del Alma Mater, Universidad Nacional de Ingeniería; a todos Gracias por su apoyo para culminar con éxito este trabajo.

RESUMEN EJECUTIVO

El presente documento corresponde al “Diseño de Alcantarillado sanitario de la ciudad de Dolores-Carazo” mediante la implementación de la metodología convencional, El Proyecto contempla un área de cobertura de 93.26 Ha dentro del casco urbano con una proyección de 2,759 viviendas para una población de diseño de 16,934 para el año 2039 (periodo de diseño 20 años); incluyendo específicamente el diseño de redes de recolección de aguas residuales con un total de 13,821 m de tubería PVC SDR-41 en diámetros desde 6” hasta 10”, 186 Pozos de visita tipo convencionales y 1,576 conexiones domiciliarias (en el año 2019), diseño de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) con capacidad de tratamiento 22.3 l/s, el cual está conformado por una estación de Bombeo con un pozo cárcamo y bombas sumergibles que impulsan el agua servida hasta el pretratamiento que consiste de canal de entrada, rejilla de limpieza, canaleta Parshall, desarenador, 2 módulos de reactor UASB, 2 módulos de lagunas facultativas y 2 módulos de lagunas de maduración, cálculo de cantidades de obras (Take Off) y presupuesto de obras por un monto total de ejecución de C\$ 87,608,356.49, con un costo per-cápita de C\$ 5,471.76, antes de impuestos, se incluye el paquete de planos de diseño.

Además de lo mencionado anteriormente, se identifica el impacto que podría generar en la población y el medio ambiente en sí, presentando un diagnóstico de posibles impactos ambientales que se podrían generar producto del desarrollo del proyecto tanto en la etapa de construcción como en la etapa de operación.

El estudio incluye una muestra censal mediante la implementación de encuesta, con la finalidad de analizar y comparar los datos de población obtenidos con los datos de INIDE y verificar el grado de confiabilidad de los mismos.

ÍNDICE DEL DOCUMENTO

I.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Generalidades	1
1.2	Antecedentes	2
1.3	Justificación	3
1.4	Objetivos	5
1.4.1	Objetivo General	5
1.4.2	Objetivos Específicos.....	5
II.	DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	6
2.1	Ubicación Geográfica y Topográfica	6
2.2	Población.....	7
2.3	Estructura y caracterización urbana	8
2.3.1	Barrios de Dolores	8
2.3.2	Clima y Precipitación	8
2.4	Riesgos Naturales	8
2.4.1	Riesgos Sísmicos	8
2.5	Geología e Hidrogeología.....	9
2.6	Servicios Existentes	10
2.6.1	Educación	10
2.6.2	Salud.....	10
2.6.3	Energía Eléctrica.....	10
2.6.4	Comunicación	10
2.6.5	Agua potable.....	10
2.6.6	Saneamiento.....	11
2.6.7	Recolección de Desechos	11
2.7	Uso Potencial del Suelo	12
III.	MARCO TEÓRICO	13
3.1	Generalidades	13
3.2	Instituciones	13
3.2.1	INAA	13
3.2.2	CEPIS	13

3.3	Consumo doméstico.....	14
3.4	Proyección de la Población	14
3.4.1	Métodos de Cálculos	14
3.5	Cantidad de Aguas Residuales	14
3.5.1	Consumo	14
3.6	Hidráulica de las alcantarillas	17
3.6.1	Fórmula y coeficiente de rugosidad	17
3.6.2	Diámetro mínimo.....	17
3.6.3	Pendiente Longitudinal Mínima.....	18
3.6.4	Pérdida de Carga Adicional	18
3.6.5	Cambio de diámetro.....	18
3.6.6	Ángulos entre tuberías.....	18
3.6.7	Cobertura entre tuberías.....	18
3.6.8	Ubicación de las Alcantarillas	19
3.6.9	Secciones Especiales de alcantarillas	19
3.6.10	Conexiones Domiciliares	19
3.7	Pozos de Visita Sanitarios (PVS)	20
3.7.1	Ubicación y Distancia.....	20
3.8	Característica de las Aguas Residuales	20
3.8.1	Caracterización de las Aguas Residuales.....	20
3.9	Métodos de tratamientos de Aguas Residuales	21
3.9.1	Tipos de tratamientos	22
3.10	Proceso de pre-tratamiento de las aguas residuales.....	23
3.10.1	Rejillas	23
3.10.2	Desarenadores	24
3.11	Tratamientos Primarios	24
3.12	Tratamientos Secundarios o biológicos.....	24
3.12.1	Alternativas del Sistema del tipo No convencional	25
3.13	Desinfección.....	27
3.14	Estaciones de Bombeo.....	28
3.14.1	. Tipos de estaciones.	28

3.14.2	Estructuras.....	28
3.14.3	Equipos de bombeo.	29
3.14.4	Protección contra obstrucciones.	29
3.14.5	. Diámetros.	29
3.14.6	. Controles de operación.	29
3.14.7	Ventilación.	30
3.14.8	Medida de la descarga.....	30
3.14.9	Suministro de energía.	30
3.14.10	Tuberías de impulsión.....	31
3.15	. Lechos de secado	33
3.16	Calidad del Agua después del proceso de tratamiento total.....	34
3.17	Impacto Ambiental.....	35
3.17.1	Diagnóstico de Impacto Ambiental.....	36
3.17.2	Metodología para la realización de un diagnóstico ambiental.....	37
3.18	Documentación de la Evaluación de Impacto Ambiental.....	38
3.18.1	Memoria – Resumen.....	38
3.18.2	Especificaciones para el diagnóstico de impacto ambiental	38
IV.	DISEÑO METODOLÓGICO	39
4.1	Recopilación de información	39
4.1.1	Información Topográfica	39
4.2	Reconocimiento y análisis de la zona de estudio	40
4.3	Análisis Socioeconómico de la Población	40
4.3.1	Muestreo Poblacional	41
4.3.2	Antecedentes de censos nacionales.....	42
4.4	Estudio poblacional	42
4.4.1	Análisis de la Tasa de crecimiento.....	42
4.4.2	Proyección de la Población.....	42
4.5	Estimación del Caudal de Diseño.....	43
4.5.1	Gasto Medio (Q_m) Lts/seg.....	43
4.5.2	Gasto mínimo	43
4.5.3	Gasto máximo de aguas residuales ($Q_{m\acute{a}x}$)	43

4.5.4	Gasto de diseño (Q_d)	44
4.6	Cálculo Hidráulico a través de herramientas de apoyo	44
4.7	Diseño de la propuesta para el tratamiento	45
4.7.1	Criterios para el Diseño de Rejas de Limpieza Manual	45
4.7.2	Criterios para el Diseño de Desarenador (Pretratamiento)	48
4.7.3	Medidor Parshall.	50
4.7.4	Criterios de Diseño de Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente	50
4.7.5	Criterios para el Diseño de Lagunas Facultativas.....	54
4.7.6	Criterios para el Diseño de Lagunas de Maduración.	57
4.8	Impacto Ambiental.....	58
4.8.1	Diagnóstico de Impacto Ambiental.....	58
V.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	59
5.1	Resultado del Muestreo Poblacional	59
5.1.1	Proyección de la Población.....	62
5.2	Trazado de la Red de Recolección	64
5.3	Análisis de la red de alcantarillado sanitario.....	65
5.4	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales	68
5.4.1	Elementos del Pre-Tratamiento	68
5.4.2	Tratamiento Primario	69
5.4.3	Tratamiento Secundario.....	69
5.4.4	Tratamiento Terciario.....	70
5.4.5	Lechos de Secado de Lodos	71
5.5	Diagnóstico de Impacto Ambiental	71
5.5.1	Impactos en la etapa de la Construcción	71
5.5.2	Resultados de Impactos en la Etapa de Operación.	72
5.6	Cálculo de cantidades de obra (Presupuesto).....	73
5.7	Planos	74
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	75
6.1	Conclusiones	75
6.2	Recomendaciones.....	77
	BIBLIOGRAFIA.....	78

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Tipos de Sistemas de Recolección de Desechos.....	3
Tabla 2- Crecimiento Poblacional Histórico.....	7
Tabla 3- Dotación de agua según rango de población.....	15
Tabla 4- Distancia entre pozos de visita.....	20
Tabla 5- Composición típica de las aguas residuales de la ciudad de Jinotepe.....	21
Tabla 6- Tipos de tratamientos.....	22
Tabla 7- Información típica para el diseño de rejilla de barra.....	23
Tabla 8- Parametros de calidad del agua.....	34
Tabla 9-Censo Poblacional de 1995 al 2005.....	42
Tabla 10- Parámetros de Diseño.....	45
Tabla 11- Calculo poblacional.....	62
Tabla 12- Proyección de la población partiendo de los datos de INIDE.....	62
Tabla 13- Comparación de datos de INIDE y Censo poblacional.....	63
Tabla 14- Cálculo de Caudales.....	65
Tabla 15- Cálculos de Diseño Hidráulico.....	66
Tabla 16- Detalle de tuberías.....	66
Tabla 17- Tabla de algunos de Pozos de visita.....	67
Tabla 18 – Resultados de Proceso en UASB.....	69
Tabla 19 - Resultados de Proceso en Laguna Facultativa.....	70
Tabla 20 - Resultados de Proceso en Laguna Facultativa.....	70
Tabla 21 – Comparación Valores del Efluente PTAR vs Valores MARENA.....	70
Tabla 22 – Presupuesto del Proyecto.....	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Calles de la Ciudad de Dolores, aguas grises.....	4
Figura 2- Macro localización de la ciudad de Dolores.	6
Figura 3 - Acciones en Impacto Ambiental.	35
Figura 4- Elementos del Diagnostico causa-efecto del Impacto Ambiental.	36
Figura 5- Plano Topográfico de la ciudad de Dolores.....	39
Figura 6- Levantamiento de datos a través de censo a pobladores.	41
Figura 7- Velocidad de sedimentación de partículas.	48
Figura 8 - Intervalos de consumo de agua potable.....	59
Figura 9- Disposición de aguas negras.	60
Figura 10- Disposición de aguas grises.....	60
Figura 11- Disposición de Conexión al Sistema de Alcantarillado.....	61
Figura 12 - Ingresos globales en Vivienda.	61
Figura 13 - Trazado de Red de Recolección de Alcantarillado Sanitario.....	64

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

El ser humano por naturaleza a medida que se desarrolla en la sociedad busca la manera de mejorar su estatus de vida, más que eso, anticipa las necesidades básicas que le harán vivir de manera saludable, el agua es el principal e imprescindible componente del cuerpo humano. El mayor lapso del tiempo que el humano puede vivir sin ingerir agua oscila entre el rango de tres o seis días. El cuerpo humano está compuesto de entre un 55% y un 78% de agua, dependiendo de sus medidas y complexión.

Siendo este uno de los principales recursos para la vida, su uso inadecuado provoca desabastecimiento y contaminaciones. Uno de los principales generadores de enfermedades en la sociedad son las aguas negras o servidas, las cuales son las aguas residuales de viviendas e industrias, dichas aguas sin tratar contienen una peligrosa carga de bacterias infecciosas, virus, parásitos y sustancias químicas tóxicas, cuando termina en el agua que se ingiere y se utiliza para la vida cotidiana además de los mantos freáticos, causa graves daños a la salud de los seres humanos y en el medio ambiente

A medida que las sociedades se desarrollan viene consigo la necesidad de buscar soluciones ante este problema, por tal razón que se crea o se construyen los sistemas de tuberías, usados para la recolección y transporte de las aguas residuales de una población, desde las viviendas y/o establecimientos hasta el tratamiento y su descarga al medio natural, a este sistema se le denomina **Alcantarillado Sanitario**.

A pesar de ser una necesidad en las sociedades, **La ciudad de Dolores** ubicada en el departamento de Carazo no cuenta con sistema de alcantarillado sanitario (ver tabla 1 del Plan de Fortalecimiento Municipal del año 2005 de los sistemas de Recolección de Desechos) para evacuar y tratar las aguas residuales.

1.2 Antecedentes

El estudio realizado por RAS-NIC (Red de Agua y Saneamiento de Nicaragua) con el apoyo del Programa Agua y Saneamiento del Banco Mundial en mayo de 2008, con el objetivo de determinar los avances del saneamiento básico en zonas rurales y pequeñas localidades de Nicaragua, refleja que no se han alcanzado metas acordes con el desarrollo de la población en estas regiones, según los resultados del estudio un 82.5% de las comunidades rurales y un 94.7% de las pequeñas localidades tienen acceso a instalaciones de saneamiento, siendo estas en el 70% de los casos la letrina tradicional. La disposición de aguas grises se realiza descargando las mismas en patios o calles en más del 70% de las viviendas en las comunidades rurales y en más del 60% en las pequeñas localidades

El porcentaje promedio de ciudades que cuentan con el servicio de alcantarillado sanitario del país oscila entre 38% a 40%, tomando en cuenta que en su mayoría se localizan en la zona del pacifico del país, en la cual se encuentra la mayor densidad poblacional.

El Departamento de Carazo cuenta con dos sistemas de tratamiento de aguas residuales ubicados en la ciudad de Jinotepe cabecera departamental y otra en la ciudad de San Marcos, conformada por Pre-tratamiento, Tratamiento Primario y Tratamiento secundario. Una con tanque Imhoff y Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA) y otra con laguna de estabilización primaria y secundaria.¹

La ciudad de Dolores, Carazo a pesar que se encuentra en la zona del pacifico no cuenta con sistema de alcantarillado sanitario pese a la necesidad existente de la población, la cual ha recurrido al uso de sistemas rudimentarios como lo son sumideros y letrinas para el desecho de aguas negras, y el uso inadecuado de aguas grises (ver figura 1: calles de la ciudad de Dolores, aguas grises. Por otra parte, otro porcentaje de la población no cuenta con ninguno de estos sistemas.

¹ Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado (ENACAL).

Actualmente no existe ningún estudio de sistema de alcantarillado sanitario ni análisis de posibles soluciones para resolver esta necesidad.

Tabla 1 Tipos de Sistemas de Recolección de Desechos.

Sistema	Cantidad de Viviendas	%
Letrinas	861	56%
Sumideros	568	37%
Ninguno	106	7%
Total	1,535	100%

Fuente: PLAN FORTALECIMIENTO MUNICIPAL 2015.

Conforme a la tabla 1 el 63% es el sector de la población de mayor necesidad de un sistema de recolección colectivo de aguas residuales.

1.3 Justificación

La necesidad de Saneamiento está presente en cualquier sociedad, La ciudad de Dolores no es la excepción, su población se ha visto en la necesidad del uso de sistemas alternativos para la evacuación de las aguas residuales a pesar de estas medidas de mitigación a como son las letrinas y sumideros el problema continuo latente con la amenaza de contaminación y generación de enfermedades.

La solución a este problema es la implementación de un sistema de alcantarillado sanitario, el cual es un servicio que permite de manera higiénica el transporte de aguas residuales, evitando la contaminación que genera la exposición de estos desechos al medio ambiente y así minimizando la generación de enfermedades tales como Enfermedades Diarreicas Agudas (EDA), Infecciones Respiratorias Agudas (IRAS), Neumonías, Enfermedades de la piel, Dengue, Leptospirosis e Infección de Vías Urinarias (IVU). Por tal razón es esencial que la ciudad de Dolores cuente con este sistema de Alcantarillado Sanitario, dado que es una ciudad prácticamente desarrollada territorialmente y con un alto incremento poblacional.

Es evidente la necesidad de este sistema pese a ser una ciudad de poca área territorial ya que el índice poblacional es relativamente denso, la realización de este proyecto vendrá a resolver necesidades de los habitantes de la ciudad.

Este sistema ayudará a mejorar tanto la higiene como el desarrollo local de la ciudad, evitará la contaminación al medio ambiente, mejorará la economía de los habitantes y la plusvalía de las propiedades además de mejorar la presentación de la ciudad en pro al desarrollo para futuras generaciones.

Figura 1- Calles de la Ciudad de Dolores, aguas grises.



Fotos de algunas calles de la ciudad de Dolores

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

- Diseñar el Sistema de Alcantarillado Sanitario de la ciudad de Dolores, departamento de Carazo.

1.4.2 Objetivos Específicos

1. Realizar un estudio socio-económico de la población y proyectarlo a 20 años.
2. Revisión de la información Topográfica.
3. Diseñar la red de alcantarillado sanitario y Planta de tratamiento de aguas residuales que cumpla con los parámetros y las normas de diseño nacional.
4. Realizar análisis/cálculos de costo y presupuesto para la construcción y ejecución del proyecto.
5. Determinar los posibles efectos ambientales durante la ejecución y operación del Proyecto.

II. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 Ubicación Geográfica y Topográfica

El Municipio de Dolores del departamento de Carazo está ubicado en la zona del Pacífico Sur de Nicaragua, entre las ciudades de Diriamba (2 km) y Jinotepe la cabecera departamental (1 km). La carretera Panamericana vincula la ciudad con la Capital Managua a 44.0 km. El territorio municipal de Dolores abarca 2.62 km² (prácticamente la zona urbana), debido al decreto del año 1995 por parte INETER² el cual anexó 20 km² de área correspondiente a Dolores al Municipio vecino de Jinotepe, dejando a Dolores con 95 % de su población, pero solo con el 11.6% de su área, convirtiéndolo en el Municipio más pequeño y uno de los más densamente poblado del país.³

Altitud de la Ciudad: Aproximada de 580 msnm.

Límites Geográficos: Posición Geográfica: Norte, Sur y Este: ciudad de Jinotepe; y Oeste: ciudad de Diriamba.

Coordenadas Geográficas: Ubicado entre las coordenadas: 11°51' latitud Norte y 86°13' Longitud Oeste.

Figura 2- Macro localización de la ciudad de Dolores.



² Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales.

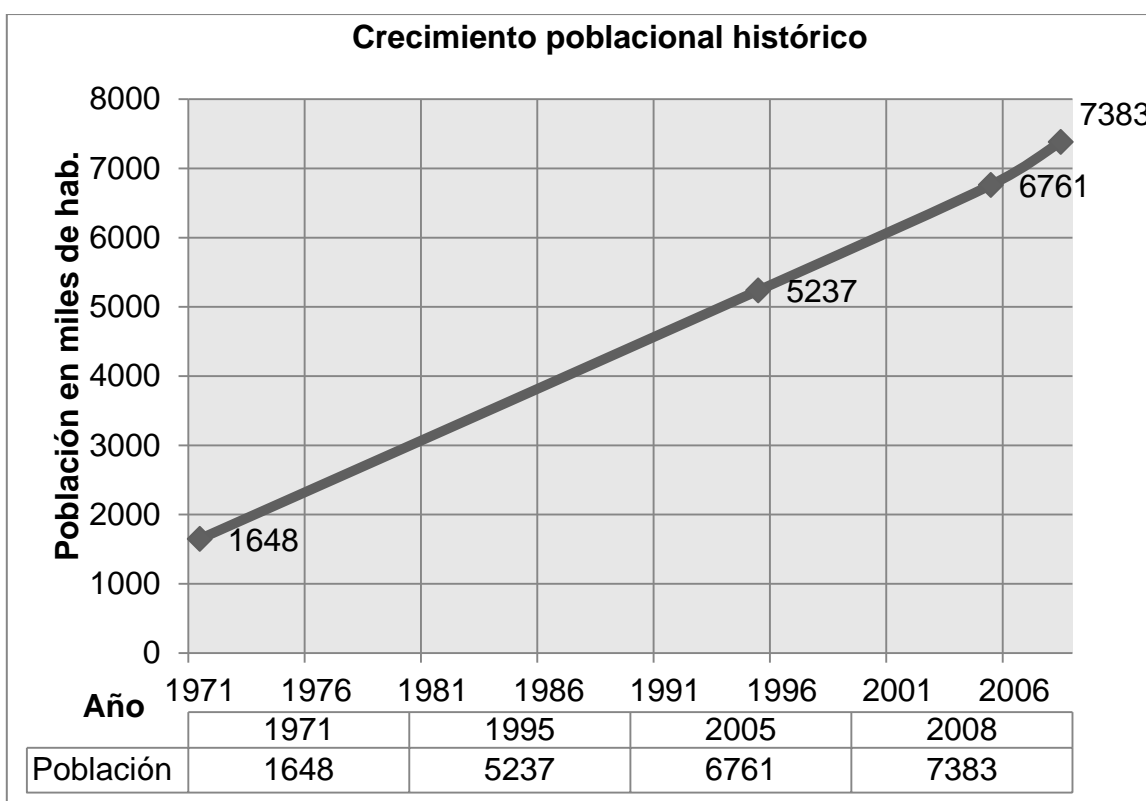
³ Alcaldía Municipal de Dolores.

2.2 Población

A consecuencia de nacimientos, inmigraciones, defunciones y emigraciones, (referencia de la tabla 2: Crecimiento Poblacional Histórico), la población de Dolores creció de 1,648 habitantes en 1971 a 7,383 en 2008 (PFIM 2008) población meramente urbana y semiurbana, ya que no se cuenta legalmente con territorio rural.⁴

Datos de INIDE (Instituto Nacional de Información de Desarrollo), refleja a Dolores como la ciudad más urbanizada del departamento con 96.7%, destacándose como la quinta ciudad más urbanizada del país, después de Managua.

Tabla 2- Crecimiento Poblacional Histórico.



Fuente: Alcaldía Municipal.

⁴ Fuente: Alcaldía Municipal.

2.3 Estructura y caracterización urbana

La morfología urbana central de Dolores se caracteriza por una red vial en forma de una retícula tradicional que parte del parque central donde se encuentra también la Iglesia católica y la Alcaldía municipal.

2.3.1 Barrios de Dolores

Dolores Central, Alfonso Pascual, Héroes y Mártires, Guadalupe, Santa Ana, Cristo Rey, Sandino, San Sebastián, Santa Sofía, Tres de Mayo y Los Ramos.

2.3.2 Clima y Precipitación

La ubicación de Dolores en la Meseta, aproximadamente a 580 metros sobre el nivel del mar, le proporciona un clima semi-húmedo con temperaturas medias anuales entre 22 y 24°C, y una precipitación media anual entre 1,200 y 1,400 mm. La época lluviosa se extiende de mayo a octubre, mientras la época seca es de noviembre a abril. En los meses de Julio y agosto se presenta como en toda la faja del Pacífico la Canícula, un tiempo seco que separa las dos siembras del año en primera, antes, y la postrera, después de la Canícula. Las condiciones climáticas son apropiadas para el cultivo del café, cítricos, frutales y granos básicos.

2.4 Riesgos Naturales

2.4.1 Riesgos Sísmicos

Según estudios del POSAF⁵ se identificaron dos fallas geológicas en Dolores. Una que corresponde al cauce del Barrio Alfonso Pascual y otra falla que pasa por el basurero Municipal, sigue un rumbo preferencial NE, pasando por el margen izquierdo de la ciudad; esta falla se intercepta con el inicio de la falla en el Barrio Alfonso Pascual.

Respecto a la actividad de la falla en el Barrio Alfonso Pascual, el estudio del POSAF indica que las características del material reciente sobre el cauce hacen

⁵POSAF: Programa Socio ambiental y de Desarrollo Forestal.

prever que la falla geológica esté probablemente activa, o sea capaz de generar actividad sísmica, por lo tanto, existe un peligro sísmico elevado para este sitio y sus alrededores. Para la falla cercana al basurero, el POSAF solamente menciona que le confiere el carácter de falla probablemente activa.⁶

A pesar de esto, existe poca probabilidad de que sean fallas activas por su ubicación dentro de la Meseta de Carazo como formación geológica relativamente estable que queda fuera de la línea volcánica de Nicaragua.

2.5 Geología e Hidrogeología

El Municipio se encuentra en las estribaciones de la Meseta de los Pueblos, que constituye una estructura tectónicamente elevada relativamente estable. La ubicación hacia la planicie costera del Pacífico lo hace menos propenso a movimientos sísmicos que la cordillera volcánica del Pacífico.

La roca de basamento predominante en Dolores es un aglomerado basáltico. Sobre yaciendo estas rocas se encuentran piroclastos Pleistoceno – Holoceno provenientes del complejo Volcánico de Masaya y del Volcán Laguna de Apoyo, intercalados con suelos fósiles. La potencia de la unidad es de unos pocos metros hasta los siete metros máximos. En las zonas de cauces hay depósitos aluviales.

El Municipio se caracteriza generalmente por una topografía plana. Las áreas que presentan pendientes accidentadas corresponden a algunos cauces que atraviesan la ciudad en dirección de Norte a Sur. Aparte de los cauces, se tiene una faja con pendientes más articuladas que se extiende en dirección de Oeste a Este, ubicada al Sur del reparto San Sebastián.

⁶Fuente: *Plan municipal de ordenamiento y desarrollo territorial de Dolores.*

2.6 Servicios Existentes

2.6.1 Educación

La ciudad ofrece a la población los servicios de educación media, existen 7 colegios clasificados en los distintos niveles educativos (preescolar, primaria y secundaria), 1 de ellos privados, todos los Centros cuentan con los servicios necesarios para brindar educación tanto a niños, jóvenes y adultos.

2.6.2 Salud

En la Ciudad existe el Centro de salud Gregoria Gutiérrez, que en los años 80 funcionaba como puesto de Salud de la ciudad y a raíz del Crecimiento poblacional y la demanda, paso de ser puesto de salud a Centro de Salud en el año 1990, prestando los servicios preliminares y básicos como todo centro de salud, contando con el apoyo del Hospital de Referencia Regional Santiago ubicado en la ciudad de Jinotepe⁷.

2.6.3 Energía Eléctrica

El 97% de la población de Dolores posee servicio de Energía Eléctrica, que equivalen a 1,489 viviendas que cuentan con el sistema eléctrico.

2.6.4 Comunicación

La ciudad cuenta con servicio de telefonía convencional atendido por la empresa CLARO con 282 conexiones convencionales y aproximadamente el 75% de la población posee línea celular como medio de comunicación en ambas compañías que prestan el servicio de telefonía celular.

2.6.5 Agua potable

El 81% de la población cuenta con servicio de agua potable de manera legal, el cual es captado por medio de pozos del acuífero de la meseta el cual es suministrado por la Red de Agua Potable perteneciente a ENACAL, además se cuenta con dos tanques de sobre torre.

⁷Fuente: Centro de Salud Gregoria Gutiérrez.

Existen dos pozos con profundidades de bombeo de 236 m y de 270 m los cuales abastecen la ciudad de Dolores con agua potable y las zonas periféricas. El Pozo Moncada entre Cristo Rey y San Antonio tiene un caudal de 970 m³/día y el Pozo Dolores contiguo al Instituto Benito Salinas cuenta con un caudal de 1,226 m³/día. Además, existe un pozo privado de PLÁSTICOS MODERNOS con una capacidad de 500 m³/mes.

Estos pozos no solamente abastecen la ciudad de Dolores sino también parte de las ciudades de San Marcos y Diriamba.⁸

2.6.6 Saneamiento

No existe sistema de recolección y tratamiento de aguas residuales colectivos. Las disposiciones individuales se dividen entre: 861 letrinas, 568 sumideros y 106 viviendas que no cuentan con ninguno de los servicios de aguas residuales.

Las aguas grises que se descargan a las calles y cunetas se dirigen a lo largo de las vías hacia el sur de la ciudad.

2.6.7 Recolección de Desechos

La Alcaldía Municipal presta el servicio de recolección de desechos sólidos constantemente (2 veces por semana), los cuales son depositados en el predio del basurero Municipal, el cual cuenta con un área total de 1,500 m². El volumen de desechos generados anualmente por la población es de 4,224 m³/año aproximadamente, cabe mencionar que la ubicación del mismo genera incomodidades debido a la cercanía de la población y además se encuentra en zonas de escurrimiento superficial de aguas.

⁸Fuente: Plan municipal de ordenamiento y desarrollo territorial de Dolores.

2.7 Uso Potencial del Suelo

El tipo de suelo que predomina en la ciudad es el de inceptisoles profundos hasta moderadamente profundos, de 50 a 90 cm. Su textura oscila entre franco arenosa y franco limoso en todo el perfil. Son suelos bien drenados, de buena estructura y de alta fertilidad.

En el uso actual del suelo sobresalen las áreas de Café con sombra (28% del área municipal) y el área urbana (26% del área municipal). Una sobreutilización del suelo con viviendas y cultivos anuales se identifica solamente en los bordes de los cauces provocando erosión, especialmente en el cauce del barrio Alfonso Pascual. La falta de drenajes pluviales causa erosión severa en los caminos rurales hacia el sur.

III. MARCO TEÓRICO

3.1 Generalidades

Para la realización de un Diseño de Alcantarillado Sanitario resulta de vital importancia el conocimiento de todos los factores que influirían en el mismo a como son el área de estudio y geología e hidrología del área, esto para lograr un diseño óptimo y satisfactorio para cumplir las demandas sociales, económicas y ambientales.

3.2 Instituciones

3.2.1 INAA

El Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), es el Ente Regulador de la prestación de los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario en el país.

INAA Regula y controla la prestación de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario suministrado por las Empresas Operadoras de los Servicios para que se brinden con óptima calidad, en cantidad suficiente, con continuidad, alta cobertura, a precio razonable y protegiendo el ambiente, y obtengan la rentabilidad que permita realizar inversiones a corto y mediano plazo que mejoren la efectividad y eficiencia de los sistemas y en forma sostenible la calidad de vida de los Nicaragüenses hoy y en el futuro.

3.2.2 CEPIS

El Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) es la Unidad de Saneamiento Básico del Área de Desarrollo Sostenible y Salud Ambiental (SDE) de la Organización Panamericana de la Salud (OPS), Oficina Regional para las Américas de la Organización Mundial de la Salud (OMS).

3.3 Consumo doméstico

Un sistema de Alcantarillado Sanitario se constituye por el conjunto de estructuras e instalaciones (sistema) con el propósito de agrupar, evacuar, acondicionar y descargar las aguas servidas (grises y negras), tomando en cuenta la proporcionalidad en el volumen de aguas servidas evacuadas con respecto a la dotación promedio suministrada por la empresa aguadora o prestadora del servicio de agua potable, debido al porcentaje de retorno hacia el sistema de Alcantarillado Sanitario.

3.4 Proyección de la Población

La determinación de los volúmenes de Aguas Residuales a tratar depende de la población que se beneficiará con el servicio, por lo tanto, la proyección de la población a un número de años resulta ser uno de los factores principales para el diseño del sistema.

3.4.1 Métodos de Cálculos

Método de Proyección Geométrico

La proyección de la población para el periodo de diseño (20 años) se realiza mediante la aplicación del método de proyección geométrico, el cual es el más aplicable en ciudades que no han alcanzado su completo desarrollo y que aun crecen en una tasa fija, además de ser es el más usado en Nicaragua.

3.5 Cantidad de Aguas Residuales

3.5.1 Consumo

Un sistema de Alcantarillado Sanitario se constituye por el conjunto de estructuras e instalaciones (sistema) con el propósito de agrupar, evacuar, acondicionar y descargar las aguas servidas (grises y negras), tomando en cuenta la proporcionalidad en el volumen de aguas servidas evacuadas con respecto a la dotación promedio suministrada por la empresa aguadora o prestadora del servicio

de agua potable, debido al porcentaje de retorno hacia el sistema de Alcantarillado Sanitario.

3.5.1.1 Consumo doméstico de Agua Potable (Dotación)

Consumo doméstico para las ciudades de Nicaragua exceptuando la ciudad de Managua.

Tabla 3- Dotación de agua según rango de población.

Rango de Población	Dotación
	Lts/Hab/día
0-5,000	100
5,001-10,000	105
10,001-15,000	110
15,001-20,000	120
20,001-30,000	130
30,001-50,000	155
50,001-100,000 y más	160

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales de INAA.

3.5.1.2 Consumo comercial, industrial y Público

Para todas las localidades y ciudades del País se deberán usar los porcentajes de acuerdo a la dotación domestica diaria de la Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

3.5.1.3 Gasto de Infiltración

El caudal de infiltración incluye el agua del subsuelo que penetra las redes de alcantarillado y se determina considerando los siguientes aspectos:

- Altura del nivel freático sobre el fondo del colector.
- Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual.
- Dimensiones, estado y tipo de alcantarillas, y cuidado en la construcción de cámaras de inspección.

A continuación, se recomiendan tasas de infiltración en base al tipo de tubería, al tipo de unión y la situación de la tubería respecto a las aguas subterráneas.

- Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.
- Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5,000 L/ha/día.
- Para tuberías plásticas (PVC) 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro, o 1,300 Gal/Ha*día⁹

3.5.1.4 Gasto Medio (Q_m) Lts/seg

El gasto medio de aguas residuales domesticas se deberá estimar igual al 80% del consumo de agua potable.

3.5.1.5 Gasto mínimo de aguas residuales (Q_{min})

Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la relación de un quinto del Caudal medio, siendo 1.5 lts/seg el valor mínimo en cualquier tramo de la red de alcantarillado sanitario.

3.5.1.6 Gasto máximo de aguas residuales ($Q_{máx}$)

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se deberá utilizar determinando el factor de relación de Harmon.

3.5.1.7 Gasto de diseño (Q_d)

Los caudales de aguas servidas o residuales deberán calcularse como la suma de las contribuciones parciales por uso, mediante la sumatoria y los aportes de infiltración, industrial, institucional y público.

⁹ Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sist. de Trat. de Aguas Residuales, INAA

3.5.1.8 Períodos de Diseños Económicos para las estructuras de los sistemas.

Cuando se diseña un Sistema de Alcantarillado Sanitario se debe definir hasta qué punto podría satisfacer las necesidades futuras de la población; para eso es necesario fijar períodos de diseño para cada componente del sistema la cual es normativa del INAA en estos casos.

3.6 Hidráulica de las alcantarillas

3.6.1 Fórmula y coeficiente de rugosidad

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base al criterio de la tensión de Arrastre (tensión tractiva) y a la fórmula de Manning. Es permitido el uso de diferentes clases de tuberías, tomando en cuenta su funcionalidad, los costos, mantenimiento y operación de las mismas dentro del sistema.

Las colectoras de hasta 375 mm (15 pulgadas aprox) de diámetro son diseñadas para trabajar, como máximo, a la media sección, destinándose la mitad superior de los conductos a la ventilación del sistema y a los imprevistos u oscilaciones excepcionales. Las colectoras mayores que reciben efluentes de redes relativamente extensas, que corresponden a mayor población tributaria, están sujetas a menores variaciones de caudal y por eso pueden ser dimensionadas para funcionar con tirantes de 0.70 a 0.80 del diámetro.¹⁰

3.6.2 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150 mm (6 pulgadas aprox), tomando en cuenta el tipo de red de alcantarillado.

¹⁰Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales de INAA.

3.6.3 Pendiente Longitudinal Mínima

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la Tensión de Arrastre (Tensión Tractiva).

3.6.4 Pérdida de Carga Adicional

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25 (V_m)^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 3 cm.

3.6.5 Cambio de diámetro

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor, que el diámetro del tramo aguas arriba por ningún motivo podrá ser menor. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

3.6.6 Ángulos entre tuberías

En todos los pozos de visita o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida deberá tener un valor mínimo de 90° y máximo de 270° medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.

3.6.7 Cobertura entre tuberías

En el diseño se deberá mantener una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural, que facilite el drenaje de las viviendas hacia las recolectoras. Si por salvar obstáculos o por circunstancias muy especiales se hace necesario colocar la tubería a

profundidades inferiores a 1.2 m, la tubería será encajonada en concreto simple con un espesor mínimo de 0.15 m alrededor de la pared exterior del tubo.

3.6.8 Ubicación de las Alcantarillas

En las vías de circulación dirigidas de Este a Oeste, las tuberías se deberán ubicar al Norte de la línea central de la vía. En las vías de circulación dirigidas de Norte a Sur, las tuberías se deberán ubicar al Oeste de la línea central de la vía.

En caso de pistas de gran anchura se deberán colocar dos líneas, una en cada banda de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de las tuberías de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.50 m.

3.6.9 Secciones Especiales de alcantarillas

Cuando sea imprescindible usar alcantarillas de sección diferentes que la circular, se deberán diseñar también las transiciones necesarias.

3.6.10 Conexiones Domiciliares

Las tuberías que conectan las descargas de agua residual de las edificaciones, desde la caja de registro, hasta las tuberías recolectoras del alcantarillado sanitario, son denominadas conexiones domiciliarias. Ellas deberán instalarse por debajo de las tuberías del acueducto, inclusive de las tuberías intradomiciliarias. Su diámetro mínimo deberá ser de 100 mm, para viviendas unifamiliares. Para el caso de hoteles, hospitales, colegios, etc., su diámetro se podrá determinar considerando la cantidad de artefactos sanitarios y aplicando el método de Hunter para obtener el caudal de descarga. La pendiente mínima podrá estar entre 1 y 2% dependiendo de la profundidad de la recolectora. Cuando la recolectora se encuentre a gran profundidad se puede utilizar una tubería vertical envuelta en concreto, llamada chimenea, que termina a una profundidad adecuada por debajo

de la superficie y la domiciliar de la edificación se conectará al ramal por la parte superior de la chimenea.

3.7 Pozos de Visita Sanitarios (PVS)

3.7.1 Ubicación y Distancia

Se deberán ubicar pozos de visita (PVS) o cámaras de inspección, en todo cambio de alineación horizontal o vertical, en todo cambio de diámetro; en las intersecciones de dos o más alcantarillas, en el extremo de cada línea cuando se prevean futuras ampliaciones aguas arriba, en caso contrario se deberán instalar "Registros terminales".

El espaciamiento máximo entre PVS deberá variar de acuerdo con los métodos y equipos de mantenimiento disponibles, en la tabla 4 se muestra la forma siguiente:

Tabla 4- Distancia entre pozos de visita.

Criterio	Diámetro (mm)	Separación máxima (m)
1- Con equipo técnicamente avanzado.	150-400	150
	450 y mayores	200
2. - Con equipo tradicional.	150-400	100
	450 y mayores	120

Fuente: Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.

3.8 Característica de las Aguas Residuales

3.8.1 Caracterización de las Aguas Residuales

Toda caracterización de aguas residuales implica un programa de muestreo apropiado para asegurar representatividad de la muestra y un análisis de

laboratorio de conformidad con normas establecidas que aseguren precisión y exactitud.

Como antecedentes o referencia se puede revisar en la tabla 5 la caracterización de las aguas residuales de la ciudad vecina Jinotepe, la cual cuenta con características sociales similares a Dolores:

Tabla 5- Composición típica de las aguas residuales de la ciudad de Jinotepe.

COMPOSICIÓN TÍPICA DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE JINOTEPE		
Análisis	Unidad	Valor
pH	-	6.98
DQO	Mg/L	878
DBO ₅	Mg/L	414
Sólidos Suspendidos	Mg/L	600
Grasas y Aceites	Mg/L	83
Coliformes Fecales	Mg/L	2.40E+06

Fuente: Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. ENACAL.

3.9 Métodos de tratamientos de Aguas Residuales

Las Aguas residuales pueden eliminarse por métodos químicos, físicos y biológicos. En el caso de las operaciones físicas, se aplican fuerzas físicas, tales operaciones pueden emplear el uso de rejas, mezclado, floculación, sedimentación y filtración.

Los procesos químicos eliminan los contaminantes, esto debido a la adición de compuestos o reacciones químicas tales como la precipitación, transferencia de gases, absorción y desinfección.

Los procesos biológicos son métodos de tratamiento en los cuales se eliminan los contaminantes por medio de la actividad biológica, este se emplea particularmente para eliminar las sustancias orgánicas biodegradables tales como coloidales o disueltas presentes en las aguas residuales, convirtiéndolas en gases que pueden escapar a la atmósfera y también en tejido celular biológico que puede eliminarse por sedimentación, estos procesos pueden ser aeróbicos, anaeróbicos o facultativos, dependiendo del tipo de bacterias presentes.

3.9.1 Tipos de tratamientos

El tipo de tratamiento se determina en dependencia del nivel de aplicación de las aguas y de las características de las mismas, estos pueden ser tratamientos primarios, secundarios y terciarios.

Tabla 6- Tipos de tratamientos.

Tipo de Tratamiento			
Preliminar	Primario	Secundario	Terciario
Rejas	Sedimentación (tanque séptico)	Filtros Anaerobios	Biodiscos
Tamices	Coagulación	Reactor UASB	Lechos bacterianos
Cajas de Arena	Digestión y secado de lodos	Lodos Activados	Lagunas de maduración
Trituración	Sistemas compactos (Tanque Imhoff)	Zanjas de oxidación	Humedales (lagunas de macrófitas)
Retenedores de grasas		Filtros percoladores	Sistemas de aplicación al suelo en general
Homogenizadores		Filtración lenta y rápida	Biofiltros, filtros, ultrafiltración y desinfección.
Tipo de Tratamiento			
Preliminar	Primario	Secundario	
Reguladores de Caudal	Sistemas compactos (Tanque Imhoff)	Lagunas de estabilización (Facultativas, aerobias, anaerobias)	
Aireación preliminar		Lagunas de macrófitas	
		Lechos de carbón	
		Biodiscos	
		Sedimentación secundaria	

Fuente: Elaboración propia con datos de Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.

3.10 Proceso de pre-tratamiento de las aguas residuales

El tratamiento preliminar es el proceso de eliminación de aquellos constituyentes de las aguas residuales, que pudieren interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento, en este caso podrían ser agentes externos (los cuales son ajenos a las aguas residuales), esto es necesario debido a la falta de educación sanitaria y concientización de los usuarios.

3.10.1 Rejillas

Se usan comúnmente para tratar las aguas servidas domésticas y son recomendadas en la mayoría de las industrias ya que su función es la de atrapar sólidos mayores, las rejillas pueden ser de limpieza manual o mecánica. Según el tamaño de las aberturas (barras) se clasifican como rejillas gruesas o finas.

La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje o placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su escurrimiento. Por su gran importancia, la velocidad de aproximación deberá ser de 0.45 m/s a caudal promedio. Las barras de la rejilla no deberán ser menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad.

Tabla 7- Información típica para el diseño de rejilla de barra.

Parámetro	Limpieza Manual	Limpieza Mecánica
Sección recta de la barra:		
Anchura (mm)	5-15	5-15
Profundidad (mm)	25-37.5	25-37.5
Separación entre las barras (mm)	25-50	15-75
Ángulo con la vertical (grados)	30-45	0-30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.30-0.60	0.6-1.10

Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15
--------------------------------	------	------

Fuente: Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.

3.10.2 Desarenadores

La función de los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales es remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales. Se deberán ubicar antes de todas las demás unidades de tratamiento, si con ello se facilita la operación de las demás etapas del proceso. Sin embargo, la instalación de rejillas, antes del desarenador, también facilita la remoción de arena y la limpieza de los canales de desarenado.

3.11 Tratamientos Primarios

Es un proceso físico/químico que incluye la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la carga orgánica (DBO_5) de las aguas residuales a tratar disminuye en un 20-40% aproximadamente antes del proceso de vertido y la disminución de 40-50% de cargas sólidas.

3.12 Tratamientos Secundarios o biológicos

Durante este tratamiento se elimina la materia orgánica biodegradable de las aguas residuales que no fue retirada por el tratamiento preliminar. Se puede emplear sistemas aerobios o anaerobios, el sistema secundario reduce la cantidad de materia orgánica en el agua, en este tratamiento se aceleran los procesos naturales de eliminación de residuos.

En presencia del oxígeno las bacterias aerobias convierten la materia orgánica en formas estables, tales como dióxido de carbono, agua, nitratos y fosfatos, así como otros materiales orgánicos. Mientras que el tratamiento biológico consiste en aclimatar una flora bacteriana (biomasa) que se alimenta de la materia orgánica

presente en el agua, convirtiéndola en gases (CO_2) que escapan a la atmosfera y en tejido celular de bacterias que puede ser removido por sedimentación. Según su función existen los siguientes dispositivos: Tanque UASB (FAFA)

3.12.1 Alternativas del Sistema del tipo No convencional

3.12.1.1 *Lagunas de estabilización*

En este tipo de alternativas, las de mayor uso son las lagunas de estabilización ya que estas cuentan con un amplio espectro de configuraciones, dependiendo de los componentes involucrados.

El tratamiento a través de lagunas tiene 3 objetivos:

- Eliminar de las aguas residuales la materia orgánica que ocasiona contaminación.
- Eliminar los microorganismos patógenos que representan un grave peligro para la salud.
- Utilizar su efluente con otras finalidades, como en la agricultura.
- Configuraciones de lagunas más comunes:
- Facultativas en Serie y/o paralelo.
- Anaerobias-Facultativas.

3.12.1.2 *Criterios para el Diseño Lagunas Facultativas*

Carga Orgánica Superficial

Existen numerosas correlaciones que permiten calcular la carga orgánica superficial máxima. El proyectista se encuentra en la libertad de escoger la correlación a utilizar, tomando en cuenta las condiciones locales. Sin embargo, debe corroborar los resultados con algunas fórmulas que han demostrado ampliamente su validez, por ejemplo: McGarry, Pescod, Yánez, Gloynaetc.

El proyectista deberá adoptar una carga de diseño menor a la determinada, en consideración a los factores siguientes:

- Forma de la laguna (las lagunas de forma alargadas son sensibles a variaciones y deben tener menores cargas).
- Existencias de variaciones bruscas.
- Existencia de desechos industriales.

3.12.1.3 Criterios para el Diseño de Lagunas Anaeróbicas

Se proyectará un número mínimo de dos unidades en paralelo para permitir la operación en una de las unidades mientras se remueve el lodo de la otra.

Carga Orgánica Superficial

El criterio de la carga orgánica superficial en lagunas anaeróbicas, se usará para comprobar que la carga sea suficiente alta con el propósito de sobrepasar la carga facultativa, sobre todo en las condiciones iniciales de operación con una carga reducida por efecto de la poca cantidad de habitantes conectados al sistema de alcantarillado sanitario.

Para que se presenten condiciones de funcionamiento anaeróbicas, la carga deberá estar muy encima de 1000 Kg DBO₅/ha d.

Entre Otros Criterios y factores a tomar en cuenta.

Carga Orgánica Volumétrica

La carga orgánica volumétrica máxima, para temperaturas mayor de 20° C, esta deberá ser de 300g DBO₅/m³ d

Si en el estudio ambiental, se determina que el factor de olores no es de consideración, se podrá incrementar a 400g DBO₅ /m³ d. Para temperatura menores de 20° C, la carga volumétrica máxima deberá ser de 200g DBO₅ /m³ d.

3.12.1.4 Criterios para el Diseño de Lagunas Aireadas

Tipos y Criterios de Diseño para Lagunas Aireadas

A continuación, se presentan los tipos de lagunas aireadas.

- **Lagunas Aireadas de mezcla Completa**

Mantienen la biomasa en suspensión, con una alta densidad de energía instalada ($> 15\text{W/m}^3$). Se consideran como un proceso incipiente de lodos activos sin separación y recirculación de lodos y sin evidente presencia de algas. Para estas unidades se deberán usar aireadores de baja velocidad de rotación.

- **Lagunas Aireadas Facultativas**

Mantienen la biomasa en suspensión parcial, con una densidad de energía instalada menor que las anteriores (de 1 a 4W/m^3 recomendable 2W/m^3).

- **Laguna facultativa con Agitación Mecánica**

Se aplicarán exclusivamente a unidades sobrecargadas del tipo facultativo en climas cálidos. Tiene una baja densidad de energía instalada (del orden de 0.1W/m^3).

- **Lagunas de Oxidación Aireadas**

Se emplean generalmente en climas variables, la fuente de oxígeno es principalmente la fotosíntesis y en invierno se complementa con aireación por difusión de aire comprimido en el fondo. Las condiciones de diseños de estas unidades serán las de las lagunas facultativas con una unidad reducida entre 1.0 y 1.5 m y una carga orgánica baja, del orden de $50\text{ Kg DBO}_5/\text{ha d}$.

3.13 Desinfección

El proceso de desinfección debe realizarse en el efluente de plantas de tratamiento, cuando éste pueda generar peligros para la salud en las comunidades aguas abajo de la descarga. De todos los desinfectantes empleados, el cloro es el más ampliamente utilizado. La razón es que satisface la mayoría de los requisitos establecidos para el proceso de desinfección.

3.14 Estaciones de Bombeo

3.14.1 . Tipos de estaciones.

El tipo de estación de bombeo seleccionado se regirá por su capacidad, clase de bombas, funcionamiento, vida útil estimada y condiciones urbanísticas.

En cuanto a su construcción podrán ser de pozo seco o de pozo húmedo, escogiéndose el uso de las últimas para caudales menores.

De acuerdo a su capacidad las estaciones, en general se clasifican como sigue:

1. Muy pequeñas con un gasto menor de 6 L/s.
2. Pequeñas con un gasto de 6 a 20 L/s.
3. Tamaño medio con un gasto de 20 a 200 L/s.
4. De gran tamaño mayores de 200 L/s.

3.14.2 Estructuras.

Cuando se instalen bombas fuera del pozo de succión, éste debe estar separado de la cámara de bombas. Se construirán accesos independientes para el pozo de succión y para la cámara de bombas.

Se deberá proveer del equipo adecuado que permita remover las bombas y motores cuando sea necesario.

Se deberán proveer escaleras especiales, que permitan el fácil acceso tanto a la cámara de bombas, como al pozo de succión, para la inspección y mantenimiento de los equipos mecánicos y accesorios que lo requieran.

3.14.3 Equipos de bombeo.

En las estaciones de bombeo pueden utilizarse diferentes clases de equipos, dependiendo de la capacidad de la estación, de la altura a vencer y de la calidad de las aguas servidas a bombear. A continuación, se indican los más comúnmente utilizados:

- 1- Eyectores neumáticos
- 2- Bombas de émbolo
- 3- Bombas centrífugas
- 4- Bombas de tornillo

3.14.4 Protección contra obstrucciones.

Cuando la calidad de las aguas servidas a ser bombeadas pueda producir atascamiento u operación defectuosa de los equipos de bombeo, se deberán instalar rejillas con limpieza mecánica o manual y/o dispositivos de molido o desintegración, antes de la entrada a la estación de bombeo.

3.14.5 . Diámetros.

Los diámetros de las tuberías de succión y descargas no deben ser menores de 100 mm.

3.14.6 . Controles de operación.

El arranque y parada de las bombas se debe hacer por medio de conmutadores accionados por flotadores situados en el pozo. La regulación automática debe hacerse de manera que se detenga la bomba cuando el pozo está casi vacío para que la bomba no deje de estar cebada. El flotador puede conectarse con el conmutador por medio de un cable que pase a través de un tubo o tubos en el piso o en la pared. Los tubos y los cables deben ser accesibles y reemplazables, pues están expuestos a corrosión. Los tubos para los flotadores de control deberán localizarse de manera que no sean afectados por la descarga de aguas negras en el pozo, o por la succión de las bombas. Siempre y cuando el tipo de estación lo permita, debe establecerse en sitio conveniente, un indicador de la profundidad de aguas negras para que el operador pueda hacer sus observaciones.

Desagües.

Deben tomarse las medidas necesarias para drenar las aguas procedentes de los escapes y desagües que se introduzcan en el pozo seco mediante el uso de una bomba de sumidero que descargue encima del nivel de sobrecarga del pozo de succión. Es recomendable también, que se conecte esta tubería de descarga con la toma de la bomba, como un elemento auxiliar.

3.14.7 Ventilación.

Las estaciones de bombeo deberán tener ventilación adecuada. Cuando la estructura donde están situadas las bombas (pozo seco) esté bajo el nivel del terreno, deberá proveerse de ventilación mecánica, dispuesta en tal forma que se ventile independientemente el pozo seco y el pozo de succión, si es que en este último hubiere rejillas o equipo mecánico que requiera inspección.

3.14.8 Medida de la descarga.

En las estaciones de bombeo deberán instalarse medidores de descarga y de consumo de energía.

3.14.9 Suministro de energía.

La estación de bombeo deberá tener por lo menos dos fuentes independientes de suministro de energía. Adicionalmente se deberán instalar equipos generadores de emergencia para el caso de una falla total del sistema de energía, estos equipos deberán tener la capacidad adecuada para prevenir el derrame de aguas residuales en los períodos de operación.

3.14.10 Tuberías de impulsión.

El diseño de una línea de bombeo de las aguas residuales, está íntimamente relacionado con las características de los equipos de bombeo, las variaciones de caudal, las características de las tuberías y las velocidades de arrastre de sedimentos.

- **Caudal de diseño:** La línea de bombeo deberá ser capaz de transportar el gasto máximo esperado para el período de diseño.
- **Características de las tuberías:** A diferencia del resto del sistema la línea de bombeo trabaja como conducto a presión y en tal caso la selección de la clase de tubería estará sujeta a las presiones de trabajo a que pueda estar sometida.
- **Velocidad:** En general, una velocidad mínima de 0.60 m/s mantiene a los sólidos en suspensión y una velocidad de 1.0 m/s puede arrastrar aquellos que hayan podido sedimentarse en la tubería, cuando las bombas no estén operando.
- **Válvulas:** En el extremo desde la descarga deberá instalarse un cono de ampliación concéntrico seguido de una válvula de retención y una válvula de compuerta, esta última preferiblemente, conviene que sea del tipo de compuerta de cuña con volante y husillo. La válvula de retención debe ser necesariamente de uno de los tipos siguientes: válvula de retención válvula cónica, válvula de disco basculante o bien válvula de mariposa; válvula de aire, se deberá proveer de válvulas automáticas de alivio de aire en todos los puntos altos de las tuberías de impulsión con el fin de evitar la interrupción de la circulación del flujo.
- **Sobre presión por golpe de ariete:** En algunos casos puede requerirse una estimación del efecto de exceso de presión, provocado por la onda de retorno, al interrumpir el bombeo.

Aun cuando por las características de una línea de bombeo de aguas residuales, la carga estática es pequeña, conviene verificar el espesor de la tubería para determinar su capacidad de resistencia al impacto por golpe de ariete.

La velocidad de la onda de presión se puede considerar igual a la velocidad del sonido para el líquido y tubería.

La presión máxima alcanzada en este caso se expresa por la ecuación siguiente:

$$H = Vc \frac{V}{g}$$

Dónde:

H = Presión máxima, m

Vc= Velocidad del Sonido, m/s

V = Velocidad del flujo en el momento de la interrupción, m/s

g = Constante gravitacional, 9.8 m/s²

La presión máxima sucede cuando el flujo se interrumpe en un intervalo de tiempo menor que el período del ciclo. El período de tiempo para que la onda complete su ciclo está dado por la ecuación:

$$T = \frac{2L}{Vc}$$

Dónde:

L = Longitud de la tubería, m

T = Período del ciclo, s

La velocidad de la onda, en m/s, está dada por la ecuación siguiente:

$$Vc = \frac{1452}{\left[1 + \frac{K * d}{E * T}\right]^{0.5}}$$

Donde

K= Módulo de elasticidad del agua, kg/cm

E = Módulo de elasticidad de la tubería, kg/cm²

d = diámetro interno de la tubería, m t = Espesor de la tubería, m

3.15 . Lechos de secado

Los lechos de secado se utilizan normalmente para la deshidratación de lodos digeridos. Se usan cuatro tipos de lechos de secado: (1) convencionales de arena, (2) pavimentados, (3) de medio artificial y (4) por vacío.

Debido a que los lechos de secado convencionales de arena son los más empleados con resultados satisfactorios, en poblaciones similares a las existentes en el país, se indicarán parámetros de diseño solamente para éstos:

-Área requerida: 0.09 a 0.15 m²/hab y Carga de sólidos seco: 134 kg/m². año

-La superficie total se divide en lechos individuales de 6 m de ancho y longitudes no mayor de 60 m, o de dimensiones tales, que el ciclo de carga normal permita el llenado de uno o dos de ellos.

-Los muros laterales deberán tener un borde libre entre 0.5 y 0.9 m por encima de la arena. Los muros pueden fabricarse de losetas de concreto engarzadas en ranuras de postes del mismo material.

-El diámetro de las tuberías de drenajes deberá ser de 10 a 15 cm, separadas entre sí 2 a 3 m con una pendiente no menor de 1%.

-La capa de grava deberá tener un espesor entre 0.20 y 0.46 m, debe ser redondeada con un diámetro entre 3 y 25 mm.

-La capa de arena sobre la grava tendrá un espesor entre 0.30 y 0.46 m. Debe ser durable, limpia y libre de materiales extraños. Deberá tener un coeficiente de uniformidad entre 3.5 y 4.0 y un tamaño efectivo entre 0.3 y 0.75 mm.

-La tubería de conducción del lodo hacia los lechos debe diseñarse para una velocidad no menor de 0.75 m/s.

-Los lechos de secado deben ubicarse a una distancia mínima de 100 m de edificios y urbanizaciones.

3.16 Calidad del Agua después del proceso de tratamiento total.¹¹

El efluente final del tratamiento secundario o terciario de la planta de tratamiento de aguas servidas domésticas deberá cumplir con los rangos y límites establecidos en el Decreto 21-2017 para descargas a cuerpos de agua receptores.

Tabla 8- Parametros de calidad del agua.

Parámetro	Valor límite de descarga al alcantarillado (mg/lit)	Valor límite de descarga al cuerpo receptor
Sólidos		MARENA
Totales	500	
Volátiles	350	
Fijo	150	
Suspendidos	300	100 mg/lit (máx.)
Volátiles	250	
Fijo	50	
Disueltos	200	
Volátiles	100	
Fijo	100	
Sedimentables	8	1
DBO5 (20°C)	200	110 mg/lit (máx.)
DQO	400	220 mg/lit (máx.)
Oxígeno Consumido	75	
Nitrógeno		
Total	50	45
Orgánico	20	
Amoniaco	30	
Nitritos (NO ₂)	0.05	
Nitratos (NO ₃)	0.02	
Cloruros	100	
Alcalinidad (CaCO₃)	100	
Grasas	20	10
Temperatura	27°C	
pH	6.5-7.5	6-9
Coliformes Fecales	---	5.00E+05 NMP/100ml

Fuente: MARENA, Decreto 33 - 95. (DECRETO No. 21-2017)

¹¹ Parámetros de Calidad del Agua. Fuente: MARENA, Decreto 21-2017.

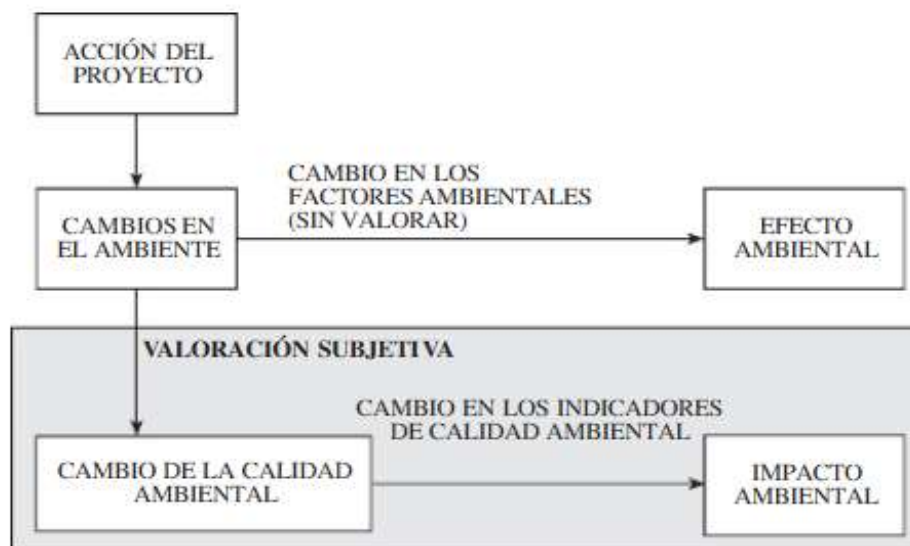
3.17 Impacto Ambiental¹²

El impacto ambiental es la alteración de la calidad del medio ambiente producida por una actividad humana, provocado directo o indirectamente al ejercer una actividad en un área determinada, en términos simples el impacto ambiental es la modificación del ambiente ocasionada por la acción del hombre o de la naturaleza.

El Impacto ambiental se puede clasificar de acuerdo a su origen:

- Impacto ambiental provocado por el aprovechamiento de recursos naturales ya sean renovables, tales como el aprovechamiento forestal o la pesca; o no renovables, tales como la extracción del petróleo o del carbón.
- Impacto ambiental provocado por la contaminación. Todos los proyectos que producen algún residuo (peligroso o no), emiten gases a la atmósfera o vierten líquidos al ambiente.
- Impacto ambiental provocado por la ocupación del territorio. Los proyectos que al ocupar un territorio modifican las condiciones naturales por acciones tales como la tala, compactación del suelo y otras.

Figura 3 - Acciones en Impacto Ambiental.



Fuente: Evaluación de Impacto Ambiental. Alfonso Garmendia.

¹² *Evaluación de Impacto Ambiental. Alfonso Garmendia.*

3.17.1 Diagnóstico de Impacto Ambiental

Diagnosticar un impacto significa conocerlo e interpretarlo en todos sus términos. Sólo después de un diagnóstico certero podrá plantearse con solidez la posibilidad, oportunidad y premura de la intervención sobre un impacto, así como los instrumentos adecuados para su tratamiento ver figura 4 de las manifestaciones del impacto y cadena de causa-efecto.

La interpretación de un impacto exige atender a todos los aspectos presentes en el proceso de degradación (o de mejora, en su caso) y expresarlos de modo tal que sean fácilmente entendidos por las personas implicadas, particularmente aquellos de quien depende la decisión de intervenir. Los más importantes elementos del diagnóstico son los siguientes:

Figura 4- Elementos del Diagnostico causa-efecto del Impacto Ambiental.



Fuente: Evaluación de Impacto Ambiental. Alfonso Garmendía.

El estudio tiene que irse dando durante todo el proceso de construcción, el cual puede ser idealizado con anticipación a la realización de la obra; lo que implica: planificar, programar, organizar, controlar y tomar medidas de mitigación de toda la obra para saber que perjuicios se pueden presentar sin ser tan impredecibles.

3.17.2 Metodología para la realización de un diagnóstico ambiental

3.17.2.1 Método de identificación de Alternativa

Los métodos para la generación o identificación de alternativas se pueden separar en dos tipos principales:

- Los basados en el trabajo de los técnicos (de la administración o del promotor). En esta se encuentra todos los métodos basados en transparencia y sistema de evaluación geográfica.
- Los basados en la participación pública. el público afectado puede aportar soluciones que a veces se les puede escapar a los técnicos, por demasiados sencillos o novedosos.

Los métodos de identificación de alternativas se han utilizado sobre todo para localizar los lugares más adecuados para instalar un proyecto puntual o proyectos lineales como la localización de una planta de tratamiento de agua residual.

3.17.2.2 Métodos para identificar impactos

Lista de Revisión

Sirven para conocer de antemano las acciones, los factores o los impactos más usuales, pero tienen el inconveniente de que algún impacto muy específico no quede reflejado.

Diagramas de redes y método Sorensen

Conectan una acción impactante con un factor ambiental y este con otro factor lo que permite representar de forma visual las interacciones y determinar impactos secundarios.

Matriz de Interacción entre factores

En una matriz se ponen tanto en filas como en columnas los factores marcados con un 1 si existen interacciones. Al multiplicar esa matriz por si misma se obtiene

los impactos secundarios y al volver a multiplicar aparecen los terciario y así sucesivamente.

Método de Evaluación de Impactos

Los métodos de evaluación de impactos sirven para poner un valor a cada impacto y al impacto total de cada alternativa del proyecto, de forma que se puedan comparar alternativas diferentes. Entre los métodos más comunes tenemos: matriz de Leopold, método battelle-columbus, método galletta, análisis energético Mc Allister, matriz de importancia, etc.

Matriz de Importancia

Es una modificación de la matriz de Leopold propuesta por Vicente Conesa Fernández en 1997. La valoración es del tipo cualitativa y se efectúa a partir de una matriz de impactos que tiene la misma estructura.¹³

3.18 Documentación de la Evaluación de Impacto Ambiental

3.18.1 Memoria – Resumen

Este documento incluye una detallada descripción de las distintas alternativas del proyecto y sus posibles localizaciones. Debe contener todos los datos relevantes desde un punto de vista ambiental: recursos utilizados, origen y cantidad de los mismos, localización, residuos, emisiones y vertidos que se producirán y la forma de gestionarlos, tanto en la fase de proyecto, establecimiento, funcionamiento y cierre.

3.18.2 Especificaciones para el diagnóstico de impacto ambiental

Una vez recibida la memoria – resumen tiene un plazo de diez días para realizar peticiones de información a las personas, instituciones o administraciones que considere pertinente como el Ministerio del ambiente y los recursos naturales (MARENA), expertos en medio ambiente y en el tema del proyecto propuesto.

¹³ Fuente: Metodología Conesa para la evaluación de impactos ambientales. M. Diaz Ortiz.

IV. **DISEÑO METODOLÓGICO**

El **Diseño de Alcantarillado Sanitario Convencional de Dolores**, se logró mediante la implementación de los capacidades y conocimientos obtenidos durante la formación en la Universidad Nacional de Ingeniería y el uso y aplicación de las guías técnicas de diseño de INAA, CEPIS y MARENA (Decreto 21-2017).

4.1 Recopilación de información

Los datos poblacionales y socioeconómicos fueron suministrados por la Alcaldía Municipal de la ciudad de Dolores-Carazo, mediante el informe Plan de Fortalecimiento Municipal, confirmando dicha información con la fuente del CENSO INIDE 2005 (ver tabla 9) y proyectando la probación.

4.1.1 Información Topográfica

El plano topográfico de la ciudad fue suministrado por la entidad ENACAL-Jinotepe, basado en el levantamiento topográfico para el diseño y construcción de sistema de agua potable, dicho plano fue brindado en formato impreso A1 (Figura 5).

Figura 5- Plano Topográfico de la ciudad de Dolores.



Fuente: Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado. ENACAL.

Mediante la implementación de conocimientos obtenidos durante la formación académica, las curvas de nivel se digitaron y escalaron y conforme a ello se generó el modelo de curvas de nivel empleando el programa CIVIL 3D, con las cuales posteriormente se utilizaron para el trazado y dimensionamiento de la red de alcantarillado sanitario, además de ello se realizaron confirmaciones aleatorias de niveles mediante el uso de nivel de precisión (facilitado por la alcaldía de Dolores – Carazo)

4.2 Reconocimiento y análisis de la zona de estudio

Se realizaron recorridos de reconocimiento y análisis de cada una de las zonas en estudio, destacando las variaciones topográficas, obstáculos y/o dificultades pertinentes para obtener un diseño exacto.

4.3 Análisis Socioeconómico de la Población

Se elaboró una recopilación de información socioeconómica de la población mediante la implementación de una encuesta (ver anexo I) y así poder comparar los valores obtenidos con los parámetros y criterios de diseño.

Se tomó una muestra de la población para comparar los datos con la tasa de crecimiento poblacional tomada a partir de los datos de INIDE para verificar si los datos son confiables.

Se definió como muestra representativa el 5% de la población en estudio; se contabilizaron 1,576 viviendas, donde el 5% equivale a 80 viviendas, con una confiabilidad del 95%.

4.3.1 Muestreo Poblacional

$$n = \left(\frac{e^2}{\rho(1 - \rho)} + \frac{1}{N} \right)^{-1}$$

Dónde: ¹⁴

e= σ = 2.39 %=error estándar. Intervalo entre 1 y 9 % del muestreo lineal.

ρ = Confiabilidad= 95 %.

N= Población o elementos totales.

Se presentan fotografías (Ver figura 6) del equipo realizando las labores de levantado de datos a miembros de familias de viviendas seleccionadas para el censo.

Figura 6- Levantamiento de datos a través de censo a pobladores.



¹⁴ Fuente: Evaluación de Impacto Ambiental. Alfonso Garmendia.

4.3.2 Antecedentes de censos nacionales

Se utilizaron los datos tomados de la página web del Instituto Nacional para la Información y el Desarrollo (INIDE), partiendo del censo realizado en el año 1995 al último realizado en el 2005.

Tabla 9-Censo Poblacional de 1995 al 2005.

POBLACIÓN	CENSO 1995			CENSO 2005		
	Total	Urbano	Rural	Total	Urbano	Rural
LA REPÚBLICA	4,357,099	2,379,246	1,977,853	5,142,098	2,875,550	2,266,548
CARAZO	149,407	85,620	63,787	166,073	102,522	63,551
DOLORES	5,421	4,938	483	6,761	6,535	226

Fuente: Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE).

4.4 Estudio poblacional

4.4.1 Análisis de la Tasa de crecimiento

Se emplea el método geométrico, basados en la información de INIDE en los censos de 1995 y 2005, contemplando los datos a nivel nacional, departamental y por municipio, considerando los valores tanto de la zona urbana como la zona rural. Se calculó una tasa de crecimiento de 2.84 %, la cual concuerda con el criterio de crecimiento poblacional de la norma nacional de INAA, el cual define el intervalo $2.5\% \geq r \leq 4.0\%$.

4.4.2 Proyección de la Población

Con la finalidad de realizar un diseño que cumpla con los objetivos de la monografía y con las normas de diseño, se proyectó la población para un período de 20 años, mediante la aplicación del método de **Tasa de Crecimiento Geométrico**, conforme la fórmula:

$$P_f = P_i * (1 + r)^n$$

Dónde:

P_f : Población Final.

P_i : Población Inicial

r : Tasa anual de crecimiento

n : Intervalo de tiempo en años (20 años).

Los resultados obtenidos corresponden a:

4.5 Estimación del Caudal de Diseño

Conforme con la **Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamientos de Aguas Residuales** del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), basados en las características del terreno, los caudales de diseños (medios, máximo e infiltración) se debe calcular con las siguientes fórmulas:

4.5.1 Gasto Medio (Q_m) Lts/seg

$$Q_m = \frac{C * D * P}{86,400}$$

Dónde:

C: Factor de retorno de aguas residuales.

D: Dotación del consumo de Agua Potable.

P: Población de diseño, hab.

4.5.2 Gasto mínimo

Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se aplica la relación:

$$Q_{min} = \frac{1}{5} Q_m$$

Siendo 1.5 lts/seg el valor mínimo en cualquier tramo de la red de alcantarillado sanitario.

4.5.3 Gasto máximo de aguas residuales ($Q_{m\acute{a}x}$)

$$Q_{m\acute{a}x} = H * Q_m$$

H= Factor de Harmon.

$$H = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{\frac{1}{2}}} \right]$$

Además:

P= Población de diseño en miles de habitantes.

CPD= Consumo Promedio Diario.

$$CPD = Q_m * P$$

4.5.4 Gasto de diseño (Q_d)

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{inst}$$

Dónde:

Q_d : Caudal de diseño (lts/seg).

$Q_{m\acute{a}x}$: Caudal máximo (lts/seg).

Q_{inf} : Caudal de Infiltración (lts/seg).

Q_{com} : Caudal Comercial (lts/seg).

Q_{inst} : Caudal de instituciones o público (lts/seg).

4.6 Cálculo Hidráulico a través de herramientas de apoyo

Los cálculos hidráulicos se realizan mediante la implementación de fórmulas definidas para secciones hidráulicas de tubos parcialmente llenas, cumpliendo con las normas de la Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado Sanitario, en el cálculo hidráulico se presentaron tablas con los siguientes datos:

- Caudales de diseño.
- Parámetros de diseño.
- Caudales de relaciones hidráulicas.
- Velocidades de flujos.
- Elevaciones, profundidades.

Los principales parámetros físicos de diseño a tomar en cuenta para el trazado y análisis de la red corresponden a tabla 14.

Tabla 10- Parámetros de Diseño.

DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO DOLORES - CARAZO		
PARÁMETROS DE DISEÑO		
Longitud Total de Tubería:	13821.80	m
Dotación de Agua Potable:	110	lppd
Coefficiente de Manning (n):	0.009	PVC
Factor de Retorno:	80%	
Profundidad Mínima de PVS:	1.4	m
Pendiente Mínima (S)	0.007	m/m
	0.70%	

4.7 Diseño de la propuesta para el tratamiento

El diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales se realiza conforme los parámetros sugeridos en la **Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado Sanitario Y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales**, del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA) y criterios de experiencias en diseños similares en el país.

La propuesta de tratamiento incluye los siguientes elementos:

- Pretratamiento
- Reactor UASB
- Laguna Facultativa
- Laguna de Maduración

4.7.1 Criterios para el Diseño de Rejas de Limpieza Manual

4.7.1.1 Caudal de Diseño

Caudal máximo y caudal medio diario.

4.7.1.2 Velocidad de Paso (m/s)

Velocidad mínima: 0.40 m/s

Velocidad normal: 0.60 m/s

Velocidad Máxima: 0.75 m/s, hasta 0.90 m/s

4.7.1.3 Área Útil Efectiva (A_u)

Área libre o de escurrimiento entre barras:

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{V}$$

Hmáx: Profundidad del agua del canal.

4.7.1.4 Área Total de las Rejas

El área total de las rejas incluye las barras, el espacio libre y la sección del canal, conociendo la abertura de las barras (a), así como el espesor de las barras (t) se calculó el área total o sección del flujo aguas arriba.

$$S = A_{total} = \frac{A_u}{E}$$

4.7.1.5 Eficiencia (E)

La eficiencia representa la relación entre el área libre y el área total del canal:

$$E = \frac{a}{a + b}$$

El valor de la eficiencia varía entre 0.60- 0.85, con un valor promedio de 0.75.

4.7.1.6 Ancho de Reja (b)

$$A_t = b * H_{m\acute{a}x}$$

$$b = \frac{A_t}{H_{m\acute{a}x}}$$

Dónde:

b: Ancho de las rejas.

4.7.1.7 Pérdida de Carga (H_{fo})

El nivel de aguas arriba de las rejillas es determinado por el nivel de agua de la unidad o canal subsiguiente o por la pérdida de carga en la rejilla:

$H_{fo} > 0.15 \text{ m}$, más= 0.30 m.

- **Formula de Kirschmer (Barras limpias)**

$$H_{fo} = K \left(\frac{t}{a} \right) \sin \theta \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Dónde:

K=Factor dependiente de la forma de la sección:

Rectangular K=2.42 y circular K=1.79 respectivamente.

g=Constante de aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2

a= abertura de espacio libre entre barras.

θ = ángulo formado entre las barras y la horizontal.

V= velocidad aguas arriba.

4.7.1.8 Pérdida de Carga Parcialmente obstruida

$$H_f = \left(\frac{E}{E_o} \right)^2 H_{fo}$$

E: relación de área abierta con rejilla limpia.

Para el 25%.

E_o : relación área abierta bajo la condición

Parcialmente obstruida.

$$H_f = \left(\frac{E}{0.75E_o} \right)^2$$

4.7.1.9 Verificación de la Velocidad Promedio

$$At' = b * H_{med}$$

$$Au' = At' * E$$

$$V_{med} = \frac{H_{med}}{Au'}$$

$$0.40 < V_{prom} < 0.75 \text{ m/s}$$

4.7.1.10 Tirante del Canal en la Reja

$$y = H_{m\acute{a}x} + H_{fo} + B.L$$

B.L= Borde Libre.

4.7.1.11 Repartidores de Caudal

- a. Cajas Circulares repartidas proporcionales.
- b. Vertederos rectangulares dobles.

4.7.2 Criterios para el Diseño de Desarenador (Pretratamiento)

4.7.2.1 Velocidad de Flujo (V)

$$V = 0.30 \text{ m/seg}$$

Esta velocidad fue la asumida debido a que es capaz de proporcionar un buen transporte de la materia orgánica, pero a la vez permite la sedimentación de partículas mayores de 0.20 mm de diámetro a través de las cámaras.

4.7.2.2 Diámetro de Partículas

Mayores de 0.20 mm con una velocidad de sedimentación de 0.021 m/seg, valor que se tomó del cuadro 5.4 que se muestra a continuación:

Figura 7- Velocidad de sedimentación de partículas.

Material	φ Limite de las partículas (cm)	# de Reynolds	Vs	Régimen	Ley Aplicable
Grava	>1.0	>10 000	100	Turbulento	$Vs = 1.82 \sqrt{dg \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)}$ Newton
Arena Gruesa	0.100 0.080 0.050 0.050 0.040 0.030 0.020 0.015	1 000 600 180 27 17 10 4 2	10.0 8.3 6.4 5.3 4.2 3.2 2.1 1.5	Transición	$Vs = 0.22 \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left[\frac{d}{(\mu / \rho)^{1/3}} \right]$ Allen
Arena Fina	0.010 0.008 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001	0.8 0.5 0.24 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0	0.8 0.6 0.4 0.3 0.2 0.13 0.06 0.015	Laminar	$Vs = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$ Stokes

Fuente: OPS/CEPIS.

4.7.2.3 Tiempo de Retención del Sedimento en la Tolva (t)

Se seleccionó un período de retención de 15 días por efectos de mantenimiento, ya que la limpieza es de tipo manual y el desarenador no debe ser excesivamente grande, que requiera de bombas de succión.

4.7.2.4 Cantidad de material retenido

Por cada metro cúbico de agua residual que fluye por el Desarenador se consideró que habrá un depósito de 0.029 lts de sedimento en la Tolva, según CEPIS.

4.7.2.5 Volumen Sedimentado (Vsed.)

Qd * Cant. Retenida * t

4.7.2.6 Volumen propuesto de tolva (Vtolva)

$H_{tolva} * B * L$

Donde H_{tolva} es la altura de la tolva propuesta con el fin de que el volumen propuesto de tolva fuera mayor que el sedimentado.

4.7.3 Medidor Parshall.

Usando la mitad de la base del canal de distribución, se seleccionó un medidor con una garganta (W) de 9" y se procedió a verificar las velocidades de flujo y la turbulencia que crearía su funcionamiento.

4.7.4 Criterios de Diseño de Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente

Después del pre-tratamiento, las aguas residuales se enviarán a un reactor anaerobio flujo ascendente-UASB. El reactor UASB promueve el tratamiento anaerobio de la fase líquida tributaria, mediante la combinación de varios procesos en el tanque de un solo proceso. El reactor UASB tiene como principal característica la retirada del orden del 60-70% de la materia orgánica del efluente, sin cualquier fuente externa de energía distinta de la de las aguas residuales, por lo que es un proceso anaeróbico, resulta en la producción de lodo bajo, reduciendo los problemas relacionados con la gestión y disposición final de este subproducto del tratamiento. Ideal para uso en climas cálidos, el reactor es una solución simple y rentable para el tratamiento de efluentes.

La operación del reactor se basa en diversos procesos de tratamiento que ocurren simultáneamente en su interior:

- **Decantación:** Todo el material sedimentable que alcanza el reactor pasa a través de un proceso de decantación, quedando atrapado en la parte inferior formando un manto de lodo a través de la base del tanque.
- **Contención física:** al tener el efluente distribuido en la parte inferior del reactor, el manto de limo, partículas finas y ligeras son retenida por el mismo manto, actuando como una especie de filtro.

- **Degradación:** El manto de lodo que se forma dentro del reactor se convierte en un lugar ideal para el crecimiento de una biomasa bacteriana, que se alimenta de la materia orgánica del afluente, promover su degradación. Por ocurrir en un medio ambiente anaeróbico, degradación da lugar a la producción de biogás.
- **Aclaración:** A través de la fase separadora en la parte superior del reactor, la mayoría de los sólidos en suspensión presentes en el afluente que pasó a través de la capa de limo son separados y conducidos hacia el manto. Los reactores anaerobios de flujo ascendente se ubican como unidades que no requieren consumo de energía eléctrica y de sencillez de funcionamiento. El lodo formado en su interior es enviado a los lechos de secados previstos para ello.

La gran limitación de reactor UASB es la baja eficiencia relativa que aún presenta este proceso. Con una remoción de sólidos y materia orgánica del orden del 60-70%, es muy aconsejable prever un paso complementario del tratamiento, con el fin de aumentar la eficiencia del proceso hasta obtener un sobre el retiro de 90%. La necesidad del uso de un tratamiento complementario se ve reforzada por las características propias del efluente del reactor UASB, aspecto oscuro y olor moderado, el efluente no es conveniente que se lanzará directamente del UASB a un receptor.

4.7.4.1 Fórmulas de dimensionamiento del UASB

Datos de entrada	Gasto afluente promedio: Q_{ip} Gasto afluente máximo horario: Q_{max-h} DQO afluente promedio (S_o): DBO afluente promedio (S_o): Temperatura del agua residual:	
Calcular la carga de DQO en el afluente promedio (L_o)	$L_o = S_o) Q_{ip}$	Ecuación 4.1
Seleccionar el tiempo de retención hidráulico (t)	De acuerdo con la Tabla 3.1	
Determinar el volumen total del reactor (V)	$V = Q_{ip}) t$	Ecuación 4.2
Especificar el número de módulos del reactor (N)	El volumen del reactor deberá ser menor a 1 500 m ³ (Metcalf & Eddy, Inc., 2003) Para sistemas pequeños, el volumen del reactor deberá ser < 500 m ³ (Chernicharo de Lemus, 2007)	
Calcular el volumen de cada módulo (V_u):	$V_u = \frac{V}{N}$	Ecuación 4.3
Establecer un valor para la altura del reactor (H):	Altura de 3 a 6 metros (Chernicharo de Lemus, 2007) Altura de 6 metros (Metcalf & Eddy, Inc., 2003)	
Determinar el área de cada módulo (A):	$A = \frac{V_u}{H}$	Ecuación 4.4
Calcular las dimensiones del área del reactor	Rectangular (largo y ancho) o circular (diámetro)	
Determinar la carga hidráulica volumétrica (CHV) y compararla con las recomendaciones de diseño de la Tabla 3.2	$CHV = \frac{Q_{ip}}{V}$	Ecuación 4.5

Pasos	Observaciones	
Velocidad de flujo ascendente, para Q_{ip}	$v = \frac{Q_{ip}}{At}$	Ecuación 4.7
Velocidad de flujo ascendente, para Q_{maxh}	$v = \frac{Q_{maxh}}{At}$	Ecuación 4.8
Comparar la velocidad del flujo ascendente		
Sistemas de distribución del agua residual (afluente)	Establecer el área de influencia de los tubos de alimentación de acuerdo con la Tabla 3.3	
Calcular el número de tubos de distribución del agua residual (afluente)	$Nd = \frac{At}{Ad}$	Ecuación 4.9
Estimar la eficiencia de remoción de la DQO	$E_{DQO} = 100 \cdot (1 - 0.68 \cdot t^{-0.35})$	Ecuación 4.10
Estimar la eficiencia de remoción de la DBO	$E_{DBO} = 100 \cdot (1 - 0.70 \cdot t^{-0.50})$	Ecuación 4.11
Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final:	$C_{efl} = \frac{S_o \cdot (1 - E)}{E}$	Ecuación 4.12
Estimación de la producción del metano	$DQO_{CH_4} = Q_{ip} \cdot S_o - C_{efl} \cdot h - Y_{obs} \cdot S_o \cdot h$	Ecuación 4.13
	$K^a \cdot t \cdot h = \frac{P + K_{DQO}}{6R \cdot (273 + \frac{1}{T})}$	Ecuación 4.14
	<p> $P = 1 \text{ atm}$ $K_{DQO} = 64 \text{ gDQO/mol}$ $R = 0.08206 \text{ atmL/mol}$ $K =$ </p>	
	$C_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K^a \cdot t \cdot h}$	Ecuación 4.15
Estimación de la producción del biogás (considerando un contenido de metano de 75% en el biogás)	$Q_g = \frac{Q_{CH_4}}{0.75}$	Ecuación 4.16
Calcular la producción de lodo (PI)	$Pl = Y \cdot DQO_{app} \cdot L_o \cdot h$ <p>Establecer un coeficiente del rendimiento de sólidos Y de acuerdo con la Tabla 3.8</p>	Ecuación 4.17

$$VI = \frac{Pl}{y \cdot \frac{100}{100}}$$

4.7.5 Criterios para el Diseño de Lagunas Facultativas.

Las lagunas facultativas son aquellas que poseen una zona aerobia y una zona anaerobia, situadas respectivamente en superficie y fondo. Por tanto, en estas lagunas podemos encontrar cualquier tipo de microorganismo, desde anaerobios estrictos en el fango del fondo hasta aerobios estrictos en la zona inmediatamente adyacente a la superficie. Sin embargo, los seres vivos más adaptados al medio serán los microorganismos facultativos, que pueden sobrevivir en las condiciones cambiantes de oxígeno disuelto típicas de estas lagunas a lo largo del día y del año. Además de las bacterias y protozoos, en las lagunas facultativas es esencial la presencia de algas, que son las principales suministradoras de oxígeno disuelto. A diferencia de lo que ocurre con las lagunas anaerobias, el objetivo perseguido en las lagunas facultativas es obtener un efluente de la mayor calidad posible, en el que se haya alcanzado una elevada estabilización de la materia orgánica, y una reducción en el contenido en nutrientes y bacterias coliformes.

Las capas de la laguna facultativa (aerobia y anaerobia) no son constantes, estas interactúan entre sí, dependen de la radiación solar. Durante el día la capa aerobia es la que predomina en la laguna y durante la noche la capa anaerobia.

Las algas tienen un rol sumamente importante en el proceso biológico de las lagunas de estabilización, pues son los organismos responsables de la producción de oxígeno molecular, elemento vital para las bacterias que participan en la oxidación bioquímica de la materia orgánica.

4.7.5.1 Factores determinantes en el tratamiento biológico

- **Temperatura:** A mayor temperatura, mayor será el crecimiento de microorganismos y viceversa.
- **PH:** A pH en un rango bajo, es decir ácido, va traer como consecuencia que los microorganismos no sobrevivan.
- **Coordinación microorganismo-materia orgánica:** Se tiene que cuidar el exceso de carga (DBO), porque originaría un mal funcionamiento de la laguna.
- **Inhibidores:** Presencia de metales pesados, sulfatos, pesticidas, etc., ocasionan un decrecimiento de bacterias.
- **Nutrientes:** Principales nutrientes son el nitrógeno y el fósforo. Cuidar que no estén en exceso porque puede producir la eutrofización.

La presencia de las algas en niveles adecuados, asegura el funcionamiento de la fase aerobia de las lagunas, cuando se pierde el equilibrio ecológico se corre con el riesgo de producir el predominio de la fase anaerobia, que trae como consecuencia una reducción de la eficiencia del sistema.

4.7.5.2 Fórmulas para el dimensionamiento de Lagunas Facultativas

Temperatura Superficial del Agua.	$T_s = 10.443 + 0.688 * T$
Carga Total Aplicada.	$CTA = Q_{med} * S_0$
Carga Superficial Máxima.	$CS_{max} = 357.4 * 1.085^{(T_s - 20)}$
Carga superficial Aplicada.	70%-90% Csmax
Área Total de Lagunas.	$A_t = \frac{CTA}{CSa}$
Área de una Laguna.	$A_t' = \frac{A_t}{2} \quad A_t' = B * L$
Longitud de una Laguna.	$L/B=2, L=2B$
Ancho de una Laguna.	$B = \sqrt{\frac{A_t'}{2}}$

Profundidad de una Laguna	1.5-2.5m
<u>Volumen Lodos y Arena de una Laguna</u>	
Carga de Sólidos	$C_s = (SS_p + SS_d) * \frac{Q_{med}}{2}$
Masa de Sólidos Removidos.	$MLr = Cs * 80\%$
Masa de Lodo Removida Inerte	$MLri = MLr * 35\%$
Masa de Lodo Removida Volátil.	$MLrv = MLr * 65\% * 50\%$
Masa Removida Total (Inerte + Volátil).	$MRT = MLri + MLrv$
Volumen de Lodos Diario.	$VL_{Diario} = \frac{MRT}{Densidad\ Lodo * 10\%}$
Volumen de Lodos en n Años.	$VL_{nAños} = VL_{Diario} * 365 * n$
Altura de Lodos acumulada en n Años.	$HL = \frac{VL_{nAños}}{Area\ Fondo}$
Profundidad Total de una Laguna.	$H_T = HL + H$
Pendiente de Diques. (1:Zp)	Suelo Estable (Asumido)
Ancho Inferior	$b = B - 2(Z_p * H_T)$
Longitud Inferior.	$l = L - 2(Z_p * H_T)$
Volumen de una Laguna.	$V = \frac{H_T}{6} * [B(2L + l) + b(2l + L)]$
Período de Retención de una Laguna.	$Pr = \frac{V}{\frac{Q_{med}}{2}}$

Criterios de Borde Libre.

Ancho Superior.	$B_1 = B + 2$
Longitud Superior	$L_1 = L + 2$

4.7.6 Criterios para el Diseño de Lagunas de Maduración.

Las lagunas de maduración, están diseñadas principalmente para el tratamiento terciario, es decir, la eliminación de patógenos, nutrientes y posiblemente algas.

Son muy poco profundas, para permitir la penetración de la luz a la parte inferior y condiciones aeróbicas durante toda la profundidad. La carga en el estanque de maduración se calcula sobre la suposición de que 80% de la DBO se ha eliminado en el tratamiento anterior.

4.7.6.1 Fórmulas para el dimensionamiento de Lagunas Maduración

Temperatura Superficial del Agua. $T_s = 10.443 + 0.688 * T_{aire}$

Carga Total Aplicada. $CTA = Q_{med} * S_1$

Área Total de Lagunas. Área de Laguna Primaria

Longitud de una Laguna. $L/B=4, L=4B$

Ancho de una Laguna. $B = \sqrt{\frac{At}{4}}$

Profundidad de una Laguna

Pendiente de Diques. (1: Zp) Suelo Estable (Asumido)

Ancho Inferior. $b = B - 2(Z_p * H)$

Longitud Inferior. $l = L - 2(Z_p * H)$

Volumen total de Laguna $V = \frac{H}{6} * [B(2L + l) + b(2l + L)]$

Criterios de Borde Libre.

Ancho Superior. $B_1 = B + 2$

Longitud Superior. $L_1 = L + 2$

Carga superficial Aplicada. $CSa = \frac{CTA}{At}$

4.8 Impacto Ambiental

4.8.1 Diagnóstico de Impacto Ambiental

Un estudio de Impacto Ambiental requiere de altos costos y resulta un estudio muy minucioso por tal razón se procedió a realizar un Diagnóstico de Impacto Ambiental.

Para la realización de diagnóstico de impacto ambiental se elaboró una lista de los componentes ambientales que posiblemente podrían verse afectados tanto positivamente como negativamente durante la construcción y operación del sistema, posteriormente a través de la matriz de importancia de Vicente Conesa se dieron valores a cada uno de los componentes que podrían generar impactos de acuerdo a su comportamiento en todo el periodo de la obra y/o operación.

Su intensidad, extensión, momento, persistencia y reversibilidad fueron evaluados generando un número de importancia, que al final se representan a través de gráficos de fácil visualización para identificar las ventajas y desventajas que genera el proyecto a la población.

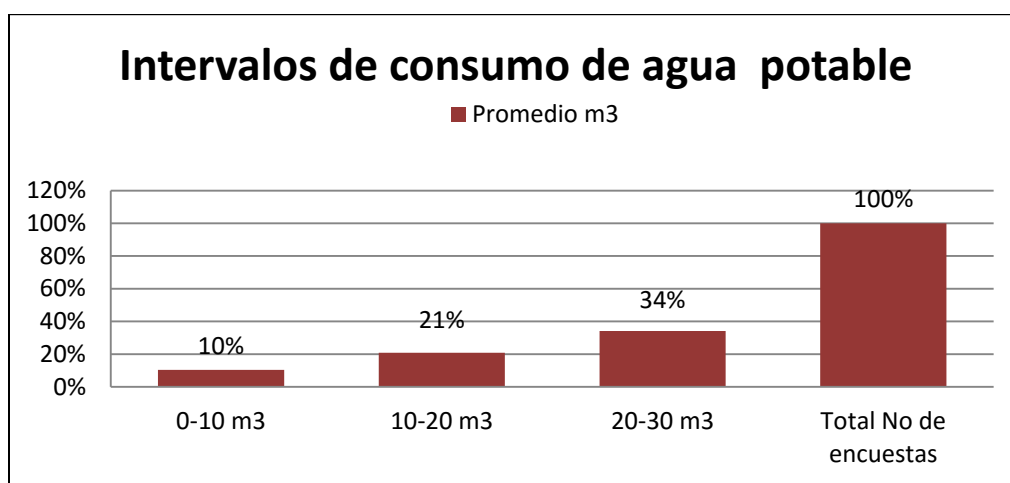
V. ANÁLISIS DE RESULTADOS

El producto final del estudio monográfico corresponde al diseño de alcantarillado sanitario y planta del tratamiento de aguas residuales cumpliendo con la normativa nacional, basado en ello se procede al análisis de los resultados para cada uno de las etapas y componentes del diseño.

5.1 Resultado del Muestreo Poblacional

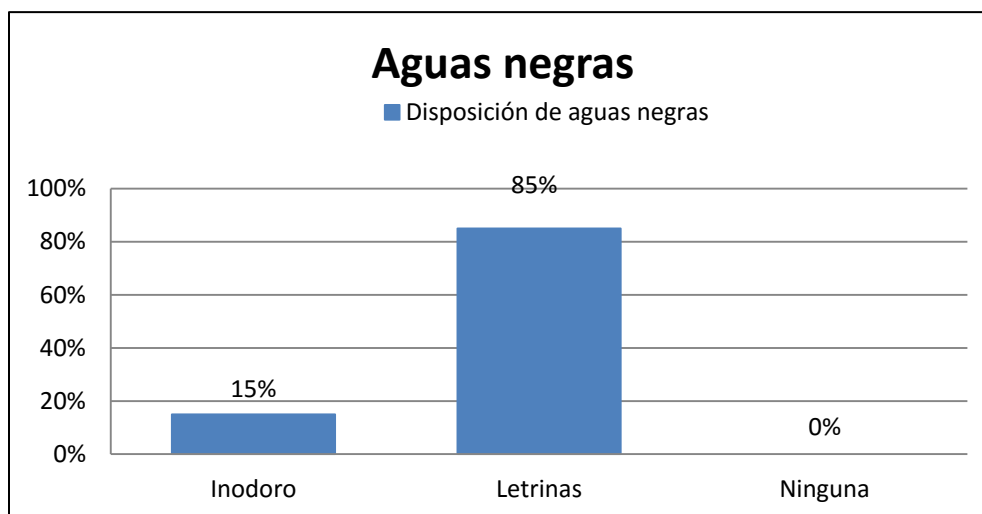
A continuación, se detallan algunos de los datos obtenidos en encuesta censal realizada:

Figura 8 - Intervalos de consumo de agua potable.



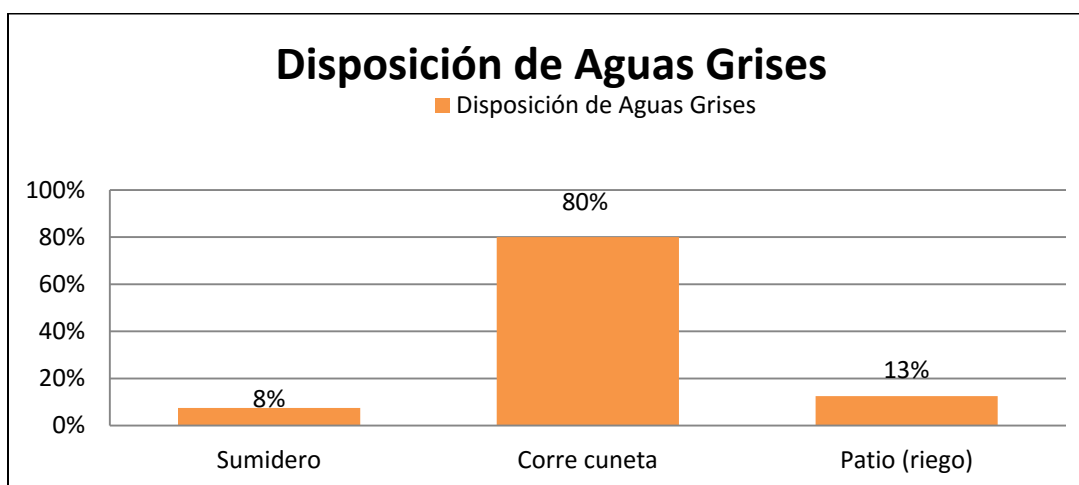
El mayor consumo de agua potable en la población oscila entre 20 y 30 m³ mensual, en promedio el 34% de la población genera el mayor consumo mensual correspondiendo el dato a 27.31 m³ aproximadamente.

Figura 9- Disposición de aguas negras.



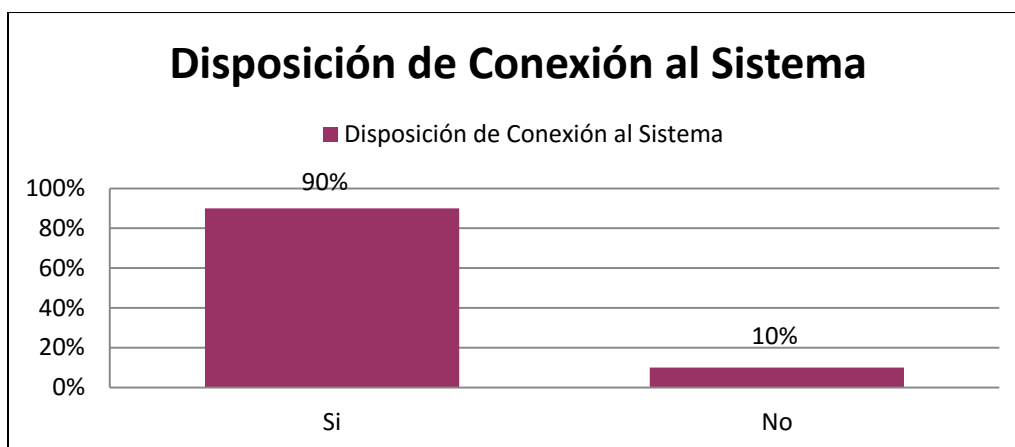
El 85% de la población aún poseen letrina como medio para evacuar los excrementos y la orina, lo que ocasiona la salida de malos olores, esto respalda la necesidad de la población por poseer un sistema de alcantarillado ya que apenas el 15% de la población poseen Inodoro.

Figura 10- Disposición de aguas grises.



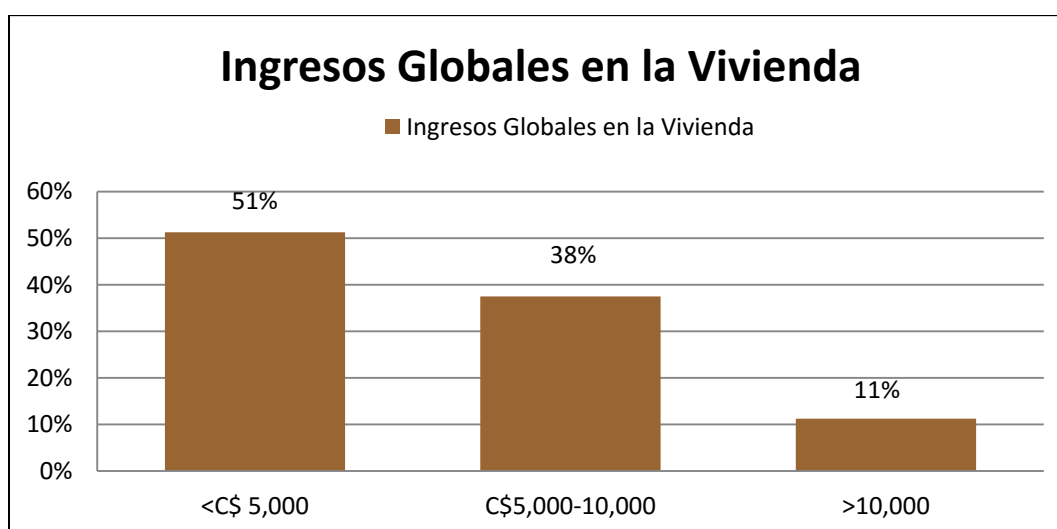
Un alto porcentaje de la población se ven en la necesidad de hacer circular por las cunetas las aguas servidas, esto corresponde al 80% de la población encuestada quienes afirmaron hacer eso por carecer de un servicio de alcantarillado.

Figura 11- Disposición de Conexión al Sistema de Alcantarillado.



En el grafico podemos observar la clara necesidad de la población para contar con el sistema de alcantarillado sanitario, del 80 de viviendas encuestadas el 90% de las encuestas realizadas se sienten identificados ante la necesidad de contar con el servicio.

Figura 1213 - Ingresos globales en Vivienda.



El mayor porcentaje de ingresos oscila por debajo de los C\$ 5,000.00 en un 51% del total de las encuestas realizadas mientras un 49% se encuentra por encima de los C\$ 5,000.00.

A pesar de existir un mayor porcentaje de ingresos que se encuentran por debajo de C\$ 5,000.00, la población tiene mucha disponibilidad por contar con el servicio.

5.1.1 Proyección de la Población

Con la finalidad de realizar un diseño que cumpla con los objetivos de la monografía y con las normas de diseño, se proyectó la población para un período de 20 años, mediante la aplicación del método de **Tasa de Crecimiento Geométrico**, conforme la fórmula:

$$P_f = 9,672 * \left(1 + \left(\frac{2.84}{100}\right)\right)^{20}$$

$$P_f = 16,934 \text{ habitantes}$$

Dónde:

P_f : Población Final.

P_i : Población Inicial (9,145 hab).

r : Tasa anual de crecimiento (2.84 %).

n : Intervalo de tiempo en años (20 años).

Los resultados obtenidos corresponden a:

Tabla 11- Calculo poblacional

Descripción	Valor	Unidad
Área delimitada	932,629.68	m ²
Área delimitada	93.26	hectáreas
Densidad Poblacional	181.57	(hab/hect)
N° de Viviendas	1,576.00	viviendas
Índice Habitacional	6	(hab/viv)
N° viviendas proyectadas	2,759	viviendas
Población de Diseño proyectada al 2034	16,934	habitantes

Ver anexo I.

Tabla 12- Proyección de la población partiendo de los datos de INIDE.

Años	Proyección (Hab)
2019	9,672
2024	11,126
2029	12,798
2034	14,721
2039	16,934

A continuación, se muestra una tabla comparativa de los datos obtenidos de INIDE y datos obtenidos según el censo realizado al azar a la población de la Ciudad de Dolores

Tabla 13- Comparación de datos de INIDE y Censo poblacional.

Año	Censo INIDE 2005		Encuesta
	Tasa Crecimiento	Población	Población
2017	2.84%	9,145	10,185 ¹⁵

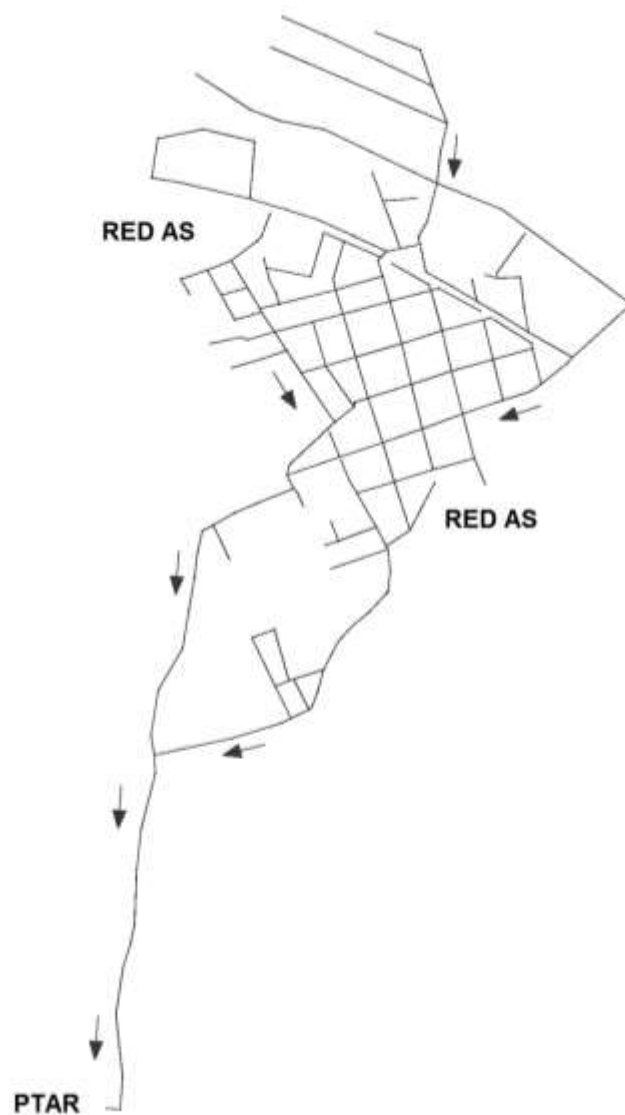
Se concluye que la población actual en el área de estudio, ver Tabla 13, se encuentra en una magnitud aproximada entre. 9,145 y 10,185 habitantes. Tomamos los datos de INIDE con una población actual de 9,145 ya que son datos más confiables.

¹⁵ Encuesta realizada al azar en la ciudad de Dolores. Ver anexo I.

5.2 Trazado de la Red de Recolección

Se trazó la mejor opción de la red tomando en cuenta la topografía local, los criterios de diseños hidráulicos y basados en las normas de diseños nacionales, dicho diseño se acopló a las condiciones del terreno y presentó la facilidad de conexión de la población, además de obtener un drenaje de colectoras por gravedad.

Figura 143 - Trazado de Red de Recolección de Alcantarillado Sanitario



5.3 Análisis de la red de alcantarillado sanitario

Analizando la topografía de la zona y tomando en cuenta que el sistema de redes funcionará por medio de gravedad se definió y optimizó el trazado de la red, la cual dispone de 1 colectora principal que drena con flujo Norte-Sur de la ciudad.

También se analizó la existencia de áreas, escuelas y expansión territorial dentro de la ciudad y sus alrededores.

En la tabla 14 se presentan algunos de los cálculos de caudales obtenidos para la Red de Alcantarillado Sanitario son los siguientes:

Tabla 14- Cálculo de Caudales

TRAMO	Longitud (m)	Población (Hab)	Dotación (lppd)	H	Caudal Acumulado del Tramo (lps)					
	Acumulada	Acumulada		Definido	Qm	Qmáx	Qinf	Qinst	Qind	Qd
COLECTORANº 1										
T-1	95.70	110.86	110.00	3	0.113	0.339	0.000	0.008	0.002	1.500
T-2	172.00	199.25	110.00	3	0.203	0.609	0.000	0.006	0.002	1.500
T-3	582.20	674.43	110.00	3	0.687	2.061	0.001	0.007	0.002	2.070
T-4	1022.00	1183.91	110.00	3	1.206	3.617	0.001	0.005	0.001	3.625
T-5	1086.10	1258.16	110.00	3	1.282	3.845	0.001	0.005	0.002	3.853
T-6	1763.00	2042.29	110.00	3	2.080	6.240	0.002	0.006	0.002	6.251
T-7	1799.10	2084.11	110.00	3	2.123	6.368	0.002	0.003	0.001	6.374
T-8	1814.20	2101.61	110.00	3	2.141	6.422	0.002	0.001	0.000	6.425
T-9	1854.20	2147.94	110.00	3	2.188	6.563	0.002	0.003	0.001	6.570
T-10	2110.10	2444.38	110.00	3	2.490	7.469	0.003	0.002	0.001	7.474
T-11	3011.10	3488.12	110.00	3	3.553	10.658	0.004	0.001	0.000	10.664
T-12	3139.70	3637.09	110.00	3	3.704	11.113	0.004	0.001	0.000	11.118
T-13	3172.80	3675.43	110.00	3	3.744	11.231	0.004	0.003	0.001	11.238
T-14	3270.50	3788.61	110.00	3	3.859	11.576	0.004	0.008	0.002	11.591
T-15	3483.10	4034.89	110.00	3	4.110	12.329	0.004	0.010	0.003	12.345
T-16	3799.80	4401.76	110.00	3	4.483	13.450	0.005	0.003	0.001	13.459
T-17	4100.40	4749.99	110.00	3	4.838	14.514	0.005	0.001	0.000	14.520
T-18	4458.40	5164.70	110.00	3	5.260	15.781	0.005	0.004	0.001	15.791
T-19	5621.50	6512.06	110.00	3	6.633	19.898	0.007	0.004	0.001	19.910
T-20	5789.10	6706.21	110.00	3	6.830	20.491	0.007	0.004	0.001	20.504

Ver plano de redes en anexo II.

De igual manera en la tabla 15 se presentan algunos de los valores de cálculos hidráulicos obtenidos.

Tabla 15- Cálculos de Diseño Hidráulico.

Tramo	Del PVS		Al PVS	Longitud	Q acum.	Pendiente e	Diámetro	VII	All	QII	Qd / QII	d / D	d		Vd / VII	Vd.	Rh	t
	Salida	Entrada		m	lps	%	pulg.	m / s	m2	lps		pulg.	m	m / s		m	Pa	
COLECTORANº 1																		
T-1	1- 1	1- 2		95.70	1.5000	0.70	6	1.05	0.018	19.2007	0.0781	0.1891	1.13	0.03	0.5947	0.63	0.0175	1.20
T-2	1- 2	1- 3		76.30	1.5000	0.70	6	1.05	0.018	19.2007	0.0781	0.1890	1.13	0.03	0.5950	0.63	0.0175	1.20
T-3	1- 3	1- 4		80.00	2.0697	0.70	6	1.05	0.018	19.2007	0.1078	0.2217	1.33	0.03	0.6536	0.69	0.0201	1.38
T-4	1- 4	1- 5		57.40	3.6247	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.0877	0.2001	1.60	0.04	0.6152	0.78	0.0245	1.68
T-5	1- 5	1- 6		64.10	3.8526	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.0932	0.2062	1.65	0.04	0.6263	0.80	0.0252	1.73
T-6	1- 6	1- 7		77.90	6.2506	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.1512	0.2628	2.10	0.05	0.7208	0.92	0.0311	2.13
T-7	1- 7	1- 8		36.10	6.3742	1.59	8	1.92	0.032	62.3213	0.1023	0.2160	1.73	0.04	0.6437	1.24	0.0262	4.09
T-8	1- 8	1- 9		15.10	6.4253	1.60	8	1.93	0.032	62.5170	0.1028	0.2165	1.73	0.04	0.6446	1.24	0.0263	4.13
T-9	1- 9	1- 10		40.00	6.5696	1.51	8	1.87	0.032	60.7332	0.1082	0.2221	1.78	0.05	0.6543	1.23	0.0269	3.98
T-10	1- 10	1- 11		27.80	7.4744	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.1808	0.2879	2.30	0.06	0.7587	0.97	0.0336	2.31
T-11	1- 11	1- 12		16.70	10.6636	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.2579	0.3464	2.77	0.07	0.8385	1.07	0.0390	2.68
T-12	1- 12	1- 13		8.60	11.1179	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.2689	0.3542	2.83	0.07	0.8482	1.08	0.0397	2.73
T-13	1- 13	1- 14		33.10	11.2379	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.2718	0.3562	2.85	0.07	0.8507	1.08	0.0399	2.74
T-14	1- 14	1- 15		97.70	11.5908	1.72	8	2.00	0.032	64.8190	0.1788	0.2863	2.29	0.06	0.7564	1.51	0.0334	5.64
T-15	1- 15	1- 16		115.90	12.3453	1.48	8	1.85	0.032	60.1269	0.2053	0.3074	2.46	0.06	0.7866	1.46	0.0354	5.15
T-16	1- 16	1- 17		39.60	13.4587	2.64	8	2.48	0.032	80.3045	0.8000	0.6761	5.41	0.14	1.1118	2.75	0.0596	15.42
T-17	1- 17	1- 18		7.80	14.5198	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.3511	0.4093	3.27	0.08	0.9116	1.16	0.0442	3.04
T-18	1- 18	1- 19		47.20	15.7913	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.3819	0.4288	3.43	0.09	0.9323	1.19	0.0457	3.14
T-19	1- 19	1- 20		44.10	19.9096	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.4815	0.4892	3.91	0.10	0.9901	1.26	0.0501	3.44
T-20	1- 20	1- 21		53.30	20.5040	0.70	8	1.28	0.032	41.3511	0.4959	0.4977	3.98	0.10	0.9975	1.27	0.0506	3.48

Luego de definir los diámetros y las pendientes necesarias para cumplir con los criterios hidráulicos, se procedió a calcular las profundidades definitivas de las tuberías y de los pozos de visita, tanto aguas arriba como aguas abajo, a continuación, se presentan algunos de los cálculos obtenidos:

Tabla 16- Detalle de tuberías.

TRAMO Nº	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	PENDIENTE (S)	MATERIAL	PVS INICIO	PVS FINAL	INVERT INICIO	INVERT FINAL	PROF INICIO
T-1	150	95.7	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-1	PVS-1-2	587.61	586.94	1.2
T-2	150	76.3	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-2	PVS-1-3	586.91	586.38	1.59
T-3	150	80	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-3	PVS-1-4	585.9	585.34	1.92
T-4	200	57.4	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-4	PVS-1-5	585.31	584.91	2.23
T-5	200	64.1	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-5	PVS-1-6	584.88	584.43	2.42
T-6	200	77.9	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-6	PVS-1-7	584.4	583.86	2.48
T-7	200	36.1	1.59%	PVC SDR 41	PVS-1-7	PVS-1-8	583.83	583.25	1.56
T-8	200	15.1	1.60%	PVC SDR 41	PVS-1-8	PVS-1-9	583.2	582.96	1.25
T-9	200	40	1.51%	PVC SDR 41	PVS-1-9	PVS-1-10	582.9	582.29	1.28
T-10	200	27.8	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-10	PVS-1-11	582.26	582.07	1.4
T-11	200	16.7	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-11	PVS-1-12	582.04	581.93	1.49
T-12	200	8.6	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-12	PVS-1-13	581.8	581.74	1.49
T-13	200	33.1	0.70%	PVC SDR 41	PVS-1-13	PVS-1-14	581.71	581.48	1.44

Tabla 17- Tabla de algunos de Pozos de visita.

PVS N°	NIVEL TERRENO/ TAPA (NT)	NIVEL ENTRADA	NIVEL DE SALIDA	PROFUNDIDAD (m)	COORDENADAS (X)	COORDENADA S (Y)	TUBERIA ENTRADA	TUBERÍA SALIDA
PVS-1-1	588.97		587.61	1.355	585397.42	1311459.44	T-1, Ø 150 mm	T-1, Ø150 mm
PVS-1-2	588.66	W 586.94	586.91	1.746	585486.69	1311424.84	T-1, Ø 150 mm INVERT=586.94	T-2, Ø150 mm INVERT=586.91
PVS-1-3	587.98	N 586.38NW 585.27	585.9	2.703	585511.4	1311352.67	T-2, Ø 150 mm INVERT=586.38T-49, Ø 150 mm INVERT=585.27	T-3, Ø150 mm INVERT=585.90
PVS-1-4	587.75	N 585.34NW 584.85	585.31	2.903	585540.96	1311278.29	T-3, Ø 150 mm INVERT=585.34T-54, Ø 150 mm INVERT=584.85	T-4, Ø200 mm INVERT=585.31
PVS-1-5	587.51	N 584.91	584.88	2.626	585527.32	1311222.51	T-4, Ø 200 mm INVERT=584.91	T-5, Ø200 mm INVERT=584.88
PVS-1-6	587.09	N 584.43NW 583.78E 585.04	584.4	3.309	585520.19	1311158.81	T-5, Ø 200 mm INVERT=584.43T-60, Ø 150 mm INVERT=583.78T-61, Ø 150 mm INVERT=585.04	T-6, Ø200 mm INVERT=584.40

Ver anexo II, Memorias de diseño de redes

En resumen, las cantidades de obras correspondientes a la red son:

- 13,821 m de tubería PVC SDR 41, de los cuales 10.239 m Ø 6", 2,840 m Ø 8" y 741.9 m Ø 10"
- 1 colectora principal de 2,737 m y 31 subcolectoras
- 199 pozos de visita convencionales
- 1,576 conexiones domiciliarias
- Pendiente mínima obtenida 0.70 % (0.007 m/m)
- Tensión tractiva mínima 1.20 Pascal
- Caudal Total de diseño 47.03 l/s

5.4 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

El sistema de tratamiento para la ciudad de Dolores, se diseñó con la finalidad de cumplir con los requerimientos y normativas nacionales, además de ello se tomó como referencia las nuevas configuraciones de tratamiento en las ciudades del país, la cual incluye el uso de reactores UASB los cuales resultan ser muy eficientes en la remoción de materia orgánica.

5.4.1 Elementos del Pre-Tratamiento

5.4.1.1 Canal de entrada

Construido de concreto reforzado con acabado fino, el canal tiene una longitud total de 10.00 m. con un ancho de 0.50 m y una altura de 0.50 m. y tiene la capacidad de conducir el caudal de diseño (47.03 l/s) a una velocidad media de 0.493 m/s, la cual no permite que se formen sedimentos en el fondo del canal, y a la vez evita turbulencia junto a las barras.

5.4.1.2 Rejillas

Es de limpieza manual con ancho de 0.50 m y alto del canal 0.50 m y una inclinación de 45° con respecto a la horizontal, la velocidad de paso es de 0.871 m/s y la pérdida es de tan solo 0.014 m por debajo de 0.15 m (máximo permisible), todo esto es usando barras de 1/2" de acero inoxidable.

5.4.1.3 Desarenador

Cuerpo de concreto reforzado, se encuentra 1.00 m después de la Rejilla, es de 5.00 m de largo, 1.00 m de ancho y una profundidad media de 0.80 m, sedimentará el material mayor de 0.20 mm de las aguas que pasan a una velocidad horizontal de 0.30 m/s.

5.4.1.4 Medidor Parshall

El medidor seleccionado tiene un ancho nominal de $W = 9.00''$, es de cuerpo de concreto reforzado y superficie de fibra de vidrio, lleva una velocidad promedio de 0.482 m/seg a través del tramo contraído presentando un régimen supercrítico, que evitará la sedimentación de material. Este se localiza después del desarenador a una distancia de 1.00 m y justo antes de la entrada al Reactor UASB.

5.4.2 Tratamiento Primario

5.4.2.1 Reactor UASB

Reactor de cuerpo de concreto reforzado en su totalidad, subdividido en 2 módulos, longitud por módulo de 12.00 m, ancho de 6.00 m, profundidad 4.00 m, se encuentra en su mayoría por debajo del nivel superficial. Sus dimensiones por unidad se encuentran diseñadas de tal manera que procesará la mayor cantidad de aguas contaminadas al menor costo posible.

Los criterios de diseño fueron aplicados de diferentes fuentes, incluyendo la Guía Técnica del INAA, OPS/CEPIS, entre otras bibliografías. Los UASB resultan ser muy eficientes en remoción de materia orgánica sobre todo en temperaturas muy cálidas ($>20^{\circ}$ C), obteniendo los siguientes resultados para un periodo de retención de 8 horas:

Tabla 18 – Resultados de Proceso en UASB

Criterio	Afluente	Efluente	Eficiencia %
Concentración DBO5	397.5 mg/l	104.7 mg/l	73.9
Concentración DQO	795 mg/l	273.5 mg/l	65.9
Concentración SS	477 mg/l	144.4 mg/l	70
Coliformes Fecales	2.40E+06	6.00E+05	75

A pesar de las eficiencias obtenidas, aun es necesaria la implementación de procesos secundarios y terciarios para cumplir con los parámetros permisibles para su descarga en efluentes.

5.4.3 Tratamiento Secundario

5.4.3.1 Laguna Facultativa

Las lagunas facultativas resultan ser sistemas de tratamiento muy eficientes ya que su funcionamiento es tanto anaerobio como aerobio, debido a ello se propuso el uso de las mismas en este diseño de tratamiento.

El sistema incluirá 2 lagunas facultativas en paralelos, con dimensiones individuales, longitud 150.00 m, ancho 37.5 m, profundidad (sin lodos) 1.50 m, obteniendo los siguientes resultados en un periodo de detención de 7.92 días:

Tabla 19 - Resultados de Proceso en Laguna Facultativa

Criterio	Afluente	Efluente	Eficiencia % (Combinada)
Concentración DBO5	104.7 mg/l	80.2 mg/l	80
Concentración DQO	273.5 mg/l	241 mg/l	77
Concentración SS	144.4 mg/l	100 mg/l	64
Coliformes Fecales	6.00E+05	1.45E+04	99

Tomado en cuenta los valores remoción obtenidos, aún resulta necesario la implementación de un tratamiento terciario para cumplir con los requerimientos del decreto 21-2017.

5.4.4 Tratamiento Terciario

5.4.4.1 Laguna de Maduración

Las lagunas de maduración son eficientes en la remoción de patógenos, nutrientes y algas, debido a ello se utilizan como sistemas terciarios, lo cual es el caso.

El sistema incluirá 2 lagunas de maduración en paralelos, con dimensiones individuales, longitud 150.00 m, ancho 37.5 m, profundidad (sin lodos) 1.20 m, obteniendo los siguientes resultados en un periodo de detención de 6.47 días:

Tabla 20 - Resultados de Proceso en Laguna Facultativa

Criterio	Afluente	Efluente	Eficiencia % (Combinada)
Concentración DBO5	80.2 mg/l	69 mg/l	87
Concentración DQO	241 mg/l	104 mg/l	88
Concentración SS	100 mg/l	50 mg/l	99
Coliformes Fecales	1.45E+04	4.52E+02	99

Luego de calcular los porcentajes de eficiencia del sistema combinado, comparamos los valores resultantes obtenidos con los valores permisibles por el decreto 21-2017 conforme a:

Tabla 21 – Comparación Valores del Efluente PTAR vs Valores MARENA

Criterio	Efluente Sistema	Efluente Marena	Cumple
Concentración	69 mg/l	110 mg/l	SI

DBO5			
Concentración DQO	104 mg/l	220 mg/l	SI
Concentración SS	50 mg/l	100 mg/l	SI
Coliformes Fecales	4.52E+02	5.00E+04	SI

Como se puede observar, el sistema de tratamiento propuesto cumple satisfactoriamente con los valores permisibles de descargas para fuentes receptoras.

5.4.5 Lechos de Secado de Lodos

Tomado en cuenta la producción de lodos del reactor UASB (3.6 m³/d en el periodo de diseño), se diseñó el lecho de secado de lodos, el cual estará dividido en 4 módulos de longitud de 15.00 m, ancho de 8.00 m y profundidad media de lodo de 0.30 m con un total de área útil por lecho de 36 m³ y una disponibilidad de secado de 2,756 m³ por año.

5.5 Diagnóstico de Impacto Ambiental

5.5.1 Impactos en la etapa de la Construcción

En la etapa de la construcción generalmente se presentan alteraciones al medio ambiente en dependencia de las etapas de ejecución del proyecto. En el anexo V podemos observar la gráfica donde muestra los resultados negativos que podrían genera la etapa de ejecución del proyecto, esto se debe a los movimientos de tierra donde se alterará la estabilidad del suelo ocasionando perdida de suelo fértil y erosionándolo, además de la inestabilidad parcial de la población esto debido a las partículas de polvo o tolveneras que se crearan en el ambiente por el uso de las maquinarias y equipos para la movilización.

El uso de maquinaria pesada podría generar derrame de combustible o aceite que podría generar perdida de fertilidad del suelo, contaminación del medio ambiente por sonido y del aire por la emisión de gases.

No podemos dejar atrás la inestabilidad parcial de la población en cuanto al tráfico se refiere dado que se tendrán que crear vías alternas para poder circular dentro

de la ciudad y la apariencia parcial que tendrán algunas calles mientras se ejecuta el proyecto.

Entre los impactos también tenemos impacto positivo como lo es la generación de empleos temporal a la población durante la ejecución de la obra, esto repercutirá positivamente en la población, ya que al generar empleos un porcentaje de la población crecerá económicamente.

5.5.2 Resultados de Impactos en la Etapa de Operación.

En esta etapa los impactos positivos son mayores que los negativos. Durante la etapa de operación habrá un alto balance de impacto positivo iniciando por el alto nivel cultural, mayor valor de las tierras dado que se contará con un mejor estilo de vida para el desarrollo de la ciudad, mejor calidad sanitaria.

La estética de la ciudad mejorará dado que ya no se observará escorrentías de aguas residuales circulando en calles, ni estancamiento de charcos que provocan enfermedades entre la población. La salud de la población mejorará provocando con esto una reducción del índice de morbilidad infantil.

No todos los impactos resultaron positivos también existen impactos negativos como lo es la contaminación por olores que se creará al momento de la limpieza de los posos de visita y de la planta de tratamiento, afectando momentáneamente el aire y, a pobladores en ocasiones.

Cabe mencionar que los impactos positivos prevalecen sobre los negativos. Existe un alto nivel de impactos positivos que se crearán una vez culminado el proyecto e inicie a operar el sistema de alcantarillado sanitario, esto indica que el proyecto beneficiara de gran manera a la ciudad y visitantes de la ciudad.

5.6 Cálculo de cantidades de obra (Presupuesto)

Se calcularon las cantidades de obra en la que se refiere al cálculo del volumen del material de excavación, longitudes de tuberías, además de rangos y profundidades de los pozos de visita, tomando en cuenta actividades, etapas y sub-etapas comprendida para la ejecución del Proyecto.

Del presupuesto efectuado (TAKE OFF) se realizaron cálculos para 186 Pozos de Visita (PVS) contenidos en 31 ramales, distribuidos en rangos de profundidad que van desde 1.20 metros hasta 6.5 metros.

El Sistema de Redes tiene una longitud total de 13,821.80 metros de tubería PVC-SDR-41 distribuidos en 220 tramos, para tuberías de 6", 8" y 10" de diámetro con longitudes de 10,239.60 m, 2,840.30 m y 741.90 m respectivamente.

Los cálculos de la planta de tratamiento, cuentan con el análisis de las cantidades para cada uno de sus elementos, los cuales son, Obras de tratamiento preliminar, canal, rejillas, medidor Parshall, desarenador, 2 Reactores UASB, Laguna facultativa - 2 Unidades, Laguna de maduración - 2 unidades y lechos de secado - 4 unidades.

De manera detallada, el monto definitivo del proyecto se observa en la siguiente tabla:

Tabla 22 – Presupuesto del Proyecto

DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO DOLORES - CARAZO					
PRESUPUESTO DE OBRAS					
ITEM	DESCRIPCIÓN	U.M.			
			CANTIDAD	COSTO UNITARIO*	MONTO
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DOLORES - CARAZO					C\$ 87608,356.49
1	RED BASICA				C\$ 43493,366.44
2	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (PTAR)				C\$ 42414,990.05
3	ACOMPANAMIENTO SOCIO-AMBIENTAL				C\$ 1700,000.00

El presupuesto detallado, junto al take off se encuentra en el anexo VI

5.7 Planos

Conforme al diseño del sistema de alcantarillado, se elaboraron los planos para su ejecución, los cuales corresponden a:

- Carátula
- Plano Urbanísticos
- Plano Topográfico
- Plano de Redes
- Planos Planta – Perfil (Colectora N° 1 impreso, resto en digital)
- Tablas de replanteo de dispositivos y tuberías
- Dispositivos y detalles típicos
- Conjunto de Planos de Planta de tratamiento
- Estación de Bombeo

El paquete impreso de planos se encuentra en formato A3 y A2, incluidos en el anexo IV

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Finalizada cada una de las etapas de diseño de Alcantarillado sanitario de la ciudad de Dolores, departamento de Carazo, se presentan las siguientes conclusiones:

1. La red de alcantarillado convencional diseñada, drenará en su totalidad por gravedad en dirección sureste, optimizando la topografía de la ciudad, y obteniendo una cobertura del 100% del casco urbano.
2. El diseño cubrirá la demanda de drenaje hasta el año 2039, para una población de diseño de 16,934 habitantes, en 2,759 viviendas, conforme a datos obtenidos en estudio socio-económico, analizado con la información INIDE.
3. El caudal de diseño esperado para este período será de 47.03 lts/seg. con una dotación de 110 lppd.
4. La red de alcantarillado sanitario, estará conformada de tubería PVC-SDR-41 con una longitud total de 13,821.80 m. y diámetros desde 6", 8" y 10". Los pozos de visita, tipo convencional con alturas desde 1.20 m, hasta 6.21 m, de los cuales 10 dispondrán de caídas, para un total de 186 PVS.
5. La tubería está diseñada con pendiente mínima de 0.70 % para caudal mínimo de 1.5 l/s con velocidad de 0.63 m/s y tensión tractiva de 1.20 pa, cumpliendo con las normas de diseño, además de pendiente máxima de 5.06%, y velocidad de 1.25 m/s
6. El sistema de tratamiento de aguas residuales, se seleccionó disponiendo de tratamiento preliminar (rejilla, desarenador de flujo horizontal), canaleta parshall, caja distribuidora de caudal, reactor anaerobio de flujo ascendente

(UASB), laguna facultativa y laguna de maduración y lechos de secado de lodos, dicho sistema estará construida en la zona sur este de la ciudad.

7. Luego del proceso de tratamiento, el efluente de la PTAR presentará los valores correspondientes a 69 mg DBO₅/l, 104 mg DQO/l y 4.52+02 coliformes fecales, valores dentro de los rangos indicados en el decreto 21-2017 de MARENA.
8. El costo total del proyecto será de C\$ 87,608,356.49 equivalente a US\$ 2,836,148.91, con un costo per cápita de C\$ 5,471.76, antes de impuestos
9. Los impactos ambientales tanto positivos como negativos se verían reflejados a lo largo del proyecto, durante la ejecución del proyecto prevalecen los impactos negativos por la alteración del suelo: erosión, perdida de suelo fértil, ruido etc. esto será a corto plazo lo que dure el proyecto mientras que; durante la etapa de mantenimiento y operación los impactos reflejados serian mayormente positivos, estos se verían reflejados a lo inmediato, haciendo un balance el proyecto más que crear daños ambientales vendría a generar mayor estabilidad y beneficios a la ciudad reduciendo la tasa de morbilidad infantil por charcos que se crean en las calles por las aguas servidas, mejor estética a la ciudad, mayor valor a las tierras y mejor estilo de vida y calidad de la población.

6.2 Recomendaciones

1. El diseño será entregado al departamento de proyectos de la Alcaldía Municipal de Dolores, basado en ello, se recomendará a la Alcaldía realizar el estudio de formulación del proyecto, con la finalidad de obtener los fondos necesarios para la ejecución del mismo, lo cual mejoraría significativamente la calidad de vida de la población y disminución de las afectaciones ambientales actuales.
2. Durante la construcción del sistema de alcantarillado, se recomienda, la realización del replanteo de redes y dispositivos, con la finalidad de confirmar los niveles de terreno donde serán construidos los dispositivos de visita y así evitar cualquier afectación en el funcionamiento hidráulico del sistema.
3. Previo a la ejecución de la planta de tratamiento, se recomienda la realización de los estudios geotécnicos (SPT), específicamente en la ubicación del reactor UASB y las lagunas facultativas y de maduración, para determinar las cualidades de soporte del suelo y así proponer o descartar algún tipo de mejoramiento.
4. Realizar los respectivos abordajes sociales, incluyendo, charlas de concientización y demás talleres implementados por ENACAL en proyectos similares.
5. Contratación de un equipo técnico supervisor, con experiencia específica en sistemas de alcantarillado sanitario y plantas de tratamiento de aguas residuales.
6. Se recomienda también, dar un mantenimiento frecuente tanto a la red como al sistema de tratamiento para garantizar un buen funcionamiento de los mismos.

BIBLIOGRAFIA

1. Censos de Población 1995 y 2005. Instituto Nacional de la Información y el Desarrollo INIDE.
2. Resumen Ejecutivo año 2011, Alcaldía Municipal de Dolores.
3. Guías Técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario de Tratamiento de Aguas Residuales y sistemas de tratamiento de aguas residuales, Gobierno de Nicaragua. Litografía y Serigrafía Xolotlán. Año 2004.
4. Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados INAA.
5. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, SEMARNAT, CONAGUA, MEXICO
6. Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques imhoff y lagunas de estabilización, OPS/CEPIS, Lima 2005
7. Guías para el diseño de estaciones de bombeo. OPS/CEPIS. UNATSABAR Lima. 2005
8. Guía de Protocolo, 8 pág. Universidad Nacional de Ingeniería UNI.
9. Centro de Salud Gregoria Gutiérrez. Ministerio de Salud, Dolores-Carazo.
10. Metodología Conessa para la Evaluación de Impactos Ambientales. M Díaz Ortiz.

11. Evaluación de Impacto Ambiental. Alfonso Garmendia Salvador, Adela Salvador Alcaide, Cristina Crespo Sánchez, Luis Garmendia Salvador. Pearson Prentice Hall. Edición 2005.
12. D.Mara, Design Manual for Waste Stabilization Ponds in India, Lagoon Technology International Ltd., 1997
13. D.Mara & H.Pearson, Design Manual for Waste Stabilization Ponds in Mediterranean Countries Lagoon Technology International Ltd., 1998.
14. D.Mara, H.Pearson, J.Oragui, H.Arridge, S.A. Silva. Research Monograph No. 5: Development of a new approach to waste stabilization pond design, Universidad de Leeds, 2001.
15. M.v.Sperling, C.Augusto, L.Chernicharo: Biological wastewater treatment in warm climate regions. IWA Publishing, 2005.
16. Fichtner Water & Transportation: Expertise sur la capitalisation de l'experience ONEP dans le domaine de l'epuration. 2008.
17. C.A.L. Chernicharo, S.F. Aquino, M.V. Sperling, R. M. Stuetz, L.V. Santos, M.O.A. Mabub, M.A. Moreira, O.M.S.R. Vasconcelos, R.M. Glória. Conceptual analysis of the UASB / Polishing Pond system regarding the removal of specific constituents and control of gaseous emissions. 8th IWA Specialist Group conference on Waste Stabilization Ponds. Belo Horizonte, Brazil, 2009.

ÍNDICE ANEXOS

I. Censo Poblacional

- I.1 Proyección de Población
- I.2 Matriz Encuesta
- I.3 Gráficos Encuesta
- I.4 Formato Encuesta

II. Memorias de Diseño de Redes

- II.1 Dotación
- II.2 Parámetros de Diseño
- II.3 Cálculos de Caudales y Dimensiones de Redes
- II.4 Cálculos de Características Hidráulicos
- II.5 Tablas de Tuberías
- II.6 Tablas de Dispositivos

Memorias de Diseño de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

III. (PTAR)

- III.1 Caudales PTAR
- III.2 Cargas a Tratar
- III.3 Cálculo de Canal de Entrada
- III.4 Cálculo de Rejilla
- III.5 Cálculo de Canal Parshall
- III.6 Cálculo de Desarenador
- III.7 Cálculo de Reactor UASB
- III.8 Cálculo de Lagunas Facultativas
- III.9 Cálculo de Lagunas de Maduración
- III.10 Cálculo de Lechos de Secado
- III.11 Cálculo de Estación de Bombeo

IV. Planos del Sistema de Alcantarillado Sanitario y PTAR

- IV.1 Planos de Diseño

V. Impacto Ambiental

- V.1 Identificación de Impactos
- V.2 Matriz de Importancia
- V.3 Orden y Valoración de Impactos
- V.4 Balance de Impactos
- V.5 Medida de Mitigación
- V.6 Valores de Importancia

VI. Presupuesto y Take off de Obras

- VI.1 Presupuesto de Obras
- VI.2 Take Off Redes y Dispositivos
- VI.3 Take Off Planta de Tratamiento